REPÚBLICA DE COLOMBIA
MINISTERIO DE TRANSPORTE
INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS
SUBDIRECCIÓN DE APOYO TÉCNICO

Manual de Diseño de Cimentaciones Superficiales y Profundas para Carreteras

2012

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS

REPÚBLICA DE COLOMBIA
MINISTERIO DE TRANSPORTE
INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS
SUBDIRECCIÓN DE APOYO TÉCNICO

Manual de Diseño de Cimentaciones Superficiales y Profundas para Carreteras

2012

REPÚBLICA DE COLOMBIA

Juan Manuel Santos Calderón

Presidente de la República

Germán Cardona Gutiérrez

Ministerio de transporte

Carlos Rosado Zuñiga

Director Nacional – INVIAS

Fernando Martínez Borelly

Secretario General Técnico

Alfonso Luis Vergara Manjarres

Subdirección de Apoyo Técnico

Alfonso Montejo Fonseca

Gestor del Estudio

Servicios de Ingeniería
y Construcción Ltda - SERVINC

Consultor

CONSULTOR

SERVICIOS DE INGENIERÍA
Y CONSTRUCCIÓN LTDA - SERVINC
Alvaro Bettin Diago
Representante Legal

GRUPO DE TRABAJO

María del Pilar Galarza Guzmán
Directora de estudios y asesora Principal
Magíster en Ingeniería Civil
con Énfasis en Geotecnia

Sandra Ospina Lozano
Especialista en Geotecnia

Melquisedec Cantor
Especialista en Geotecnia

Francisco Eugenio Andrade Vargas
Especialista en Geotecnia

Carolina Marín Moncada
Coordinador de Proyecto
Magíster en Gerencia de Proyectos para
Ingeniería Ambiental y Energía

Mario Anibal Vitola de la Rosa
Coordinador de Proyecto
Magíster en Ingeniería Civil con Énfasis en
Gerencia de Proyectos de la Construcción

EDICIÓN, DISEÑO Y FOTOGRAFÍA

Jorge Hernán Flórez Gálvez
¡hflorezg@gmail.com

Adriana Bolaños Mora
adrianabmora@gmail.com

MANUAL DE DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS PARA CARRETERAS

INTRODUCCIÓN

A través del Contrato No. 0970 de 2011, **"MANUAL DE DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS PARA CARRETERAS"** el Instituto Nacional de Vías, INVIAS, preparó el presente Manual con la finalidad de atender a sus Programas de elaboración, revisión, actualización y complementación de la normatividad técnica requerida para el desarrollo de sus funciones.

El propósito del Manual corresponde a brindar las guías para el planeamiento y el diseño de las cimentaciones relacionadas con las obras de infraestructura de transporte carretero a cargo del Instituto Nacional de Vías; para los efectos, se adelantó la recopilación que permite sintetizar las teorías y criterios de amplia comprobación y con experiencias exitosas, obtenidas tanto en Colombia como en otros países. El Manual incluye temas relacionados con las metodologías para el planeamiento y la ejecución de la exploración, ensayos y caracterización en suelos y rocas, los criterios básicos de diseño y el diseño mismo de cimentaciones superficiales y profundas, aspectos relacionados con la dinámica de los terrenos de fundación y las técnicas más utilizadas para el mejoramiento de los suelos de cimentación.

No se pretende, sin embargo, que el documento proporcione guías para resolver todos los problemas asociados con la geotecnia aplicada al diseño de cimentaciones de estructuras viales, por cuanto ello resultaría casi imposible, ni que reemplace la aplicación del conocimiento y experiencia de los profesionales del área de la geotecnia; es por ello, que el Ingeniero complementará los criterios y orientaciones suministrados en el Manual, con sus juicios individuales derivados de la experiencia. El Manual procura establecer de manera razonable y uniforme, un conjunto de procesos con suficiente flexibilidad que, además, permitan la aplicación de los análisis de Ingeniería para la solución de problemas. Cada uno de los diez Capítulos contiene bibliografía asociada a sus contenidos, y se indican algunos programas digitales, de uso generalmente libre, sobre cuya aplicación se

espera que el diseñador se encuentre debidamente capacitado, pues no se incluyen manuales de usuario que ilustren su manejo.

Con el fin de armonizar los estudios y diseños a cargo del Instituto, el presente Manual debe ser utilizado, guardando estrecha relación y complementación, con la normatividad de la entidad, plasmada en los manuales técnicos e interdisciplinarios, y las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, las Normas de Ensayo de Materiales para Carreteras, y la Guía de Manejo Ambiental de Proyectos de Infraestructura para el Subsector Vial.

El Manual se ha elaborado de manera que sus Capítulos puedan ser empleados de forma independiente aunque, por lo general, resulta necesario combinar la información contenida en ellos.

El Instituto Nacional de Vías reconoce las dificultades que se presentan para definir o predecir las dinámicas propias de la naturaleza que inciden directamente sobre las obras de ingeniería vial. Existe un sinnúmero de métodos de análisis disponibles y, por ello, en el Manual se presentan los utilizados en la ingeniería a nivel nacional e inclusive internacional, por lo que, el empleo de ellos depende de los criterios que el diseñador considere para la solución de un determinado problema. Además, el Instituto requiere que todos los diseños de cimentaciones que se elaboren para las obras de la red vial nacional, consideren de manera adecuada los aspectos económicos, ambientales y estéticos del proyecto para el cual se realizan.

Finalmente, el desarrollo de la tecnología geotécnica hace indispensable la revisión periódica del documento y, en ese orden de ideas, el Instituto Nacional de Vías agradece a todos los usuarios del Manual su colaboración para la permanente actualización y el perfeccionamiento de su contenido.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1. ASPECTOS GENERALES **1-1**

1.1. INTRODUCCIÓN 1-1

1.2. OBJETO DEL MANUAL 1-1

1.3. ASPECTOS LEGALES 1-2

1.4. ORGANIZACIÓN DEL MANUAL 1-3

1.5. SISTEMA DE UNIDADES 1-5

1.6. ALCANCE DE LOS ESTUDIOS DE GEOTECNIA EN FUNCIÓN DE LA FASE DE ESTUDIO 1-10

1.7. USO DE PROGRAMAS DE CÓMPUTO 1-19

1.8. RESPONSABILIDAD 1-21

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA 1-23

CAPÍTULO 2. CRITERIOS BÁSICOS **2-1**

2.1. ESTADOS LÍMITE 2-1

2.2. MÉTODO DE DISEÑO 2-4

2.3. EVALUACIÓN DE LAS CARGAS DE DISEÑO 2-8

2.4. DISEÑO Y ANÁLISIS GEOTÉCNICO CON EL MÉTODO LRFD 2-16

2.5. FACTORES DE SEGURIDAD 2-18

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA 2-22

CAPÍTULO 3. INVESTIGACIÓN DE CAMPO Y ENSAYOS **3-1**

3.1. ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN 3-1

3.2. RECONOCIMIENTOS GEOTÉCNICOS DEL PROYECTO 3-3

3.3. MÉTODOS DE EXPLORACIÓN Y ENSAYOS 3-19

3.4. CONTROL DE CALIDAD EN LOS ENSAYOS DE LABORATORIO 3-96

3.5. REGISTROS DE CAMPO DE LAS PERFORACIONES 3-98

3.6. PERFIL ESTRATIGRÁFICO 3-101
3.7. CUADRO RESUMEN DE ENSAYOS 3-103
3.8. PRESENTACIÓN DEL INFORME 3-105
BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA 3-108

CAPÍTULO 4. CARACTERIZACIÓN DE SUELOS Y ROCAS 4-1
4.1. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA 4-1
4.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA 4-11
BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA 4-135
ANEXO A 4-137

CAPÍTULO 5. ASPECTOS A CONSIDERAR EN LA SELECCIÓN Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN 5-1
5.1. CIMENTACIONES TÍPICAS 5-2
5.2. SOCAVACIÓN Y EROSIÓN 5-18
5.3. OTRAS CONSIDERACIONES 5-29
5.4. CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN ENTRE CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS 5-38
5.5. DIAGRAMA DE FLUJO 5-39
BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA 5-41

CAPÍTULO 6. CIMENTACIONES SUPERFICIALES 6-1
6.1. INTRODUCCIÓN 6-1
6.2. PROPÓSITO 6-1
6.3. APLICACIÓN 6-2
6.4. DEFINICIÓN 6-2
6.5. CONSIDERACIONES GENERALES 6-2
6.6. MODOS DE FALLA 6-7

6.7. CONDICIONES DE CARGA Y CONCEPTO DE RIGIDEZ 6-10
6.8. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA 6-11
6.9. CAPACIDAD DE CARGA 6-12
6.10. ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO 6-68
6.11. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO 6-69
BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA 6-105

CAPÍTULO 7. CIMENTACIONES PROFUNDAS 7-1
7.1. INTRODUCCIÓN 7-1
7.2. PROPÓSITO 7-2
7.3. APLICACIÓN 7-2
7.4. DEFINICIONES 7-2
7.5. CONSIDERACIONES GENERALES 7-4
7.6. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA 7-10
7.7. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO 7-97
BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA 7-105

CAPÍTULO 8. ANÁLISIS DINÁMICOS 8-1
8.1. AMENAZA SÍSMICA Y RESPUESTA DE SITIO 8-2
8.2. COMPORTAMIENTO DINÁMICO SIN DRENAJE 8-3
8.3. COMPORTAMIENTO DINÁMICO CON DRENAJE 8-3
8.4. COMPORTAMIENTO DEL SUELO FRENTE AL SISMO 8-4
8.5. CALCULO DINÁMICO DEL CONJUNTO SUELO –ESTRUCTURA 8-58
8.6. CÁLCULO PSEUDO-ESTÁTICO DEL CONJUNTO SUELO – ESTRUCTURA 8-62
BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA 8-75

CAPÍTULO 9. LINEAMIENTOS PARA ALGUNAS OBRAS DE INFRAESTRUCTURA VIAL **9-1**

9.1. PUENTES 9-1

9.2. TERRAPLENES Y PEDRAPLENES 9-1

9.3. ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN 9-26

9.4. OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL 9-37

9.5. EXCAVACIONES Y CORTES 9-42

9.6. PASOS INFERIORES 9-51

9.7. DISEÑO DE FUNDACIONES PARA SEÑALES Y POSTES DE ILUMINACIÓN 9-52

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA 9-56

CAPÍTULO 10. MÉTODOS DE MEJORAMIENTO DE LOS SUELOS **10-1**

10.1. MEJORAMIENTO FÍSICO 10-2

10.2. MEJORAMIENTO MECÁNICO 10-56

10.3. MEJORAMIENTO QUÍMICO *(GROUTING)* 10-79

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA 10-90

GLOSARIO DE TÉRMINOS **G-1**

LISTA DE FIGURAS

3.1.	Temas a considerar en el Reconocimiento Geológico	3-4
3.2.	Ejemplo - Mapas de Colombia: Topografía, Usos del suelo, Zonas de desastre	3-13
3.3.	Ejemplo Fotografías. Izquierda: Satelital; derecha: Aérea	3-16
3.4.	Apique. Sección típica	3-37
3.5.	Tipos de barrenas helicoidales	3-38
3.6.	Imagen de una zona cavernosa	3-42
3.7.	Procedimiento para la toma de muestras en bloque	3-53
3.8.	Esquema de tomamuestras Bishop	3-54
3.9.	Taladros de vástago hueco	3-54
3.10.	Ubicación de los núcleos de roca dentro del embalaje	3-54
3.11.	Valores N del SPT: a) Datos no corregidos; b) Datos corregidos a una eficiencia del 60%	3-57
3.12.	Ensayo de Penetración estática	3-59
3.13.	Equipo y procedimiento del Ensayo de Veleta	3-60
3.14.	Esquema del Presurímetro	3-61
3.15.	Esquema del resultado de un ensayo de un presurímetro	3-62
3.16.	Gráfico para la determinación de c_h a partir de t_{50} y un Índice de rigidez (I_r) entre 50 y 500	3-68
3.17.	Coeficientes de forma en el ensayo Lefranc	3-71
3.18.	Índice de dispersión	3-91
3.19.	Modelo del Registro de campo de los apiques y/o perforaciones	3-99
3.20.	Descripción gráfica de los tipos de suelos	3-101
3.21.	Modelo cuadro perfil estratigráfico	3-102
3.22.	Modelo cuadro resumen de ensayos	3-103

4.1.	Esquema de Pliegue	4-6
4.2.	Partes de una falla	4-7
4.3.	Grado de redondez para clastos con alta y baja esfericidad	4-15

4.4.	Correlación entre RMR, Q y el módulo de deformación in situ	4-33
4.5.	Relación entre el módulo de deformación in situ y RMR	4-33
4.6.	Módulo de elasticidad vs porosidad	4-34
4.7.	Resistencia a la compresión simple para rocas intactas vs módulo de elasticidad	4-38
4.8.	Correlación entre la resistencia a la compresión simple, módulo de deformación, dureza y rigidez	4-39
4.9.	Estimación del GSI	4-51
4.10.	Clasificación de masas heterogéneas	4-52
4.11.	Relación de volumen y peso	4-55
4.12.	Variación en la relación de vacíos	4-57
4.13.	Estados de Consistencia del suelo	4-65
4.14.	Carta de plasticidad de los suelos según AASHTO	4-69
4.15.	Carta de plasticidad (USCS)	4-71
4.16.	Esquema de los esfuerzos en los puntos de contacto del suelo	4-72
4.17.	Esquema de esfuerzos en una masa de suelo a una profundidad Z	4-73
4.18.	Inclinación del plano de falla respecto al plano principal	4-75
4.19.	Círculo de Mohr y Envolvente de falla Coulomb	4-75
4.20.	Ángulo de fricción real φ' y equivalente φ'_{eq}	4-81
4.21.	Correlación en el Ángulo de fricción pico en arenas y el (N1)60 del SPT	4-89
4.22.	Correlación Esfuerzo Vertical Efectivo vs Resistencia de punta del Cono y la Densidad relativa	4-90
4.23.	Correlación Esfuerzo Vertical Efectivo Vs Resistencia de punta del Cono y la Densidad relativa	4-92
4.24.	Ensayo SPT y módulo de deformación	4-92
4.25.	Determinación de C_v en función del Límite Líquido	4-104
4.26.	Esquema del sistema de flujo a través de una masa de suelo	4-106
4.27.	Criterios del potencial de colapso	4-113
4.28.	Cambios de estado del suelo el fenómeno de licuefacción	4-120
4.29.	Relación entre el potencial de licuación y los valores de NSPT para diferentes profundidades z (m)	4-122
4.30.	Relación de esfuerzos cíclicos que causan la licuación en función de $(N1)_{60}$ y de v_s para sismos de magnitudes diferentes	4-123

5.1.	Cimentación aislada (ZEEVAERT, 1973)	5-4
5.2.	Cimentación continua	5-6
5.3.	Placa flotante	5-7
5.4.	Cimentación compensada	5-8
5.5.	Cimentación compensada con pilotes a fricción	5-10
5.6.	Pilotes de carga por punta, en estrato firme sobre estrato de compresibilidad media	5-12
5.7.	Pilotes por punta en grupos, sobre estrato firme extendido en profundidad	5-13
5.8.	Pilas	5-14
5.9.	Anclajes	5-17
5.10.	Esquema general de un proceso de socavación ocasionado por la construcción de un puente	5-28
5.11.	Relación entre un árbol y la cimentación de una estructura	5-37
5.12.	Esquema de decisión en la selección de cimentaciones	5-40

6.1.	Etapas del diseño de una cimentación	6-3
6.2.	Falla por corte general	6-8
6.3.	Falla por punzonamiento	6-8
6.4.	Falla por corte local	6-9
6.5.	Relación entre el tipo de falla y la densidad relativa del suelo – Zapatas en arena	6-9
6.6.	(a) Cimentación rígida; (b) cimentación flexible	6-11
6.7.	Valores del Factor de corrección J	6-16
6.8.	Valores del Factor de corrección N_{cr}	6-17
6.9.	Notación de inclinación	6-23
6.10.	Notación de inclinación de base y base de la cimentación en talud	6-25
6.11.	Cimentación superficial sobre un talud	6-27
6.12.	Factor de capacidad de carga N_{yq}	6-28
6.13.	Factor de capacidad de carga N_{cq}	6-29

6.14.	(a) Carga excéntrica; (b) Carga y momento	6-29
6.15.	(a) Distribución de presiones no uniforme; (b) Área efectiva	6-30
6.16.	(a) Componentes "x" y "y" del momento M; (b) Equivalencia a una carga excéntrica	6-30
6.17.	(a) Caso I; (b) Caso II; (c) Caso III; (d) Caso IV	6-31
6.18.	Valores de L_1 y L_2 para el caso II	6-33
6.19.	Valores de B_1 y B_2 para el caso III	6-34
6.20.	Valores de B_2 y L_2 para el caso IV	6-34
6.21.	Capacidad de carga en suelos estratificados $H>H_{crit}$	6-36
6.22.	Coeficiente K_s de corte por punzonamiento, según Meyerhof y Hanna	6-39
6.23.	Determinación de la Adhesión c_a, según Meyerhof y Hanna	6-40
6.24.	Influencia del nivel freático en la capacidad de carga nominal	6-40
6.25.	Valores del coeficiente de capacidad empírico k	6-53
6.26.	Falla general por corte en roca intacta a lo largo de una superficie de falla bien definida, (a) en roca intacta con espaciamiento entre diaclasas S>>B; (b) Falla general por corte en roca con diaclasas verticales S<B	6-57
6.27.	(a) Falla general por corte en roca diaclasada con falla potencial a lo largo de las diaclasas; (b) Falla general por corte en roca fracturada con superficie de falla irregular	6-57
6.28.	Falla local por corte en roca intacta frágil	6-58
6.29.	Falla por compresión en roca diaclasada verticalmente	6-59
6.30.	Falla por corte general que comienza por divisiones en la roca	6-60
6.31.	Factor de corrección J	6-61
6.32.	Factor de capacidad de carga N_{cr}	6-62
6.33.	Capacidad de carga admisible en rocas discontinuas	6-63
6.34.	Capacidad de carga admisible en rocas	6-67
6.35.	Parámetro α_0	6-75
6.36.	Factor de Influencia f	6-76
6.37.	Esfuerzo del suelo q_1	6-76
6.38.	Factor de corrección por sobrecarga	6-77
6.39.	Asentamiento elástico utilizando el factor de influencia	6-77
6.40.	Factor de influencia I_z	6-80

6.41.	Factor de influencia I_F , para cimentaciones a una profundidad D_f	6-90
6.42.	Factor A_1 de corrección por espesor H	6-91
6.43.	Factor A_2 de corrección por profundidad D_f	6-91
6.44.	Curva típica de compresibilidad para un suelo sobreconsolidado	6-93
6.45.	Curva típica de compresibilidad para un suelo normalmente consolidado	6-94
6.46.	Factor de reducción para asentamiento por consolidación en tres dimensiones	6-96
6.47.	Distribución del exceso de presión de poros para doble y simple drenaje	6-98

7.1.	Representación esquemática de las cargas, asentamiento y plano neutro de un pilote	7-7
7.2.	Curvas de diseño para determinar los factores de adherencia para pilotes hincados en suelos arcillosos	7-23
7.3.	Curvas de diseño para determinar los factores de adherencia para pilotes hincados en suelos arcillosos	7-26
7.4.	Coeficiente λ para pilotes tubulares hincados	7-27
7.5.	β vs. RSC para pilotes de desplazamiento, en función del Índice de Plasticidad IP	7-28
7.6.	Valor de capacidad de carga N_q	7-32
7.7.	Factores de corrección para resistencia por fricción $K_{s,c}$	7-35
7.8.	Procedimiento para calcular la resistencia de punta de un pilote	7-37
7.9.	Coeficiente de capacidad de carga	7-39
7.10.	Coeficiente de levantamiento k_u	7-41
7.11.	Variación de $Ø'_a/Ø$ y de $(L/D)_{crit}$ con la compacidad relativa de la arena	7-42
7.12.	Pilote vertical corto bajo carga horizontal	7-47
7.13.	Pilote vertical largo bajo carga horizontal	7-47
7.14.	Pilotes cortos sujetos a carga lateral, a) Reacción del suelo b) Diagrama de fuerza cortante c) Diagrama de momento flector	7-48
7.15.	Coeficientes K_{qz}, K_{cz} a la profundidad z para pilotes cortos sujetos a carga lateral	7-50
7.16.	Resistencia lateral última de pilotes cortos en suelos granulares	7-55

7.17. Resistencia lateral última de pilotes cortos en suelos granulares en función de L/D 7-55

7.18. Resistencia lateral última de pilotes largos en suelos granulares 7-56

7.19. Resistencia lateral última de pilotes largos en suelos granulares en función de L/D 7-56

7.20. Resistencia lateral última de pilotes cortos en suelos cohesivos 7-57

7.21. Resistencia lateral última de pilotes cortos en suelos cohesivos en función de L/D 7-57

7.22. Resistencia lateral última de pilotes largos en suelos cohesivos 7-58

7.23. Resistencia lateral última de pilotes largos en suelos cohesivos en función de L/D 7-58

7.24. Carta para calcular la deflexión lateral en la superficie del terreno en pilotes cargados horizontalmente. (a) arena; (b) arcilla 7-62

7.25. Dimensiones del grupo de pilotes 7-68

7.26. Levantamiento de un grupo de pilotes poco separados en suelos no cohesivos 7-71

7.27. Levantamiento de un grupo de pilotes en suelos cohesivos 7-72

7.28. Zonas que no se consideran al calcular la resistencia por fricción 7-73

7.29. Factor de presión lateral de tierra y ángulo de fricción 7-77

7.30. Variación de la resistencia unitaria de punta en una arena homogénea 7-81

7.31. Factores de capacidad de carga adimensionales que dependen del ángulo de fricción interna Ø 7-82

7.32. Factor de influencia para el asentamiento elástico en función de la relación de empotramiento y la relación de módulos 7-94

7.33. Clasificación de las rocas intactas 7-95

7.34. Relación de reducción del módulo en función del RQD 7-95

7.35. Ubicación de la zapata equivalente 7-98

7.36. Distribución de la resistencia unitaria por fricción a lo largo del fuste del pilote 7-104

8.1. Zonas de amenaza sísmica en función de A_a y A_v 8-6

8.2. Algunas distancias para los estudios de ingeniería sísmica 8-7

8.3. Mapa de Isosistas del Sismo de Puerto Rondón, Colombia 1993 8-12

8.4.	Ejemplo de espectros de respuesta (amortiguamiento D=5%)	8-14
8.5.	Licuación inducida por un evento sísmico	8-17
8.6.	Relación entre CRR y la velocidad de corte corregida (V_{s1}), para diferentes contenidos de finos para sismos M_w=7.5	8-36
8.7.	Registro típico de esfuerzos de corte durante un sismo	8-39
8.8.	Perfil del suelo en el sitio de estudio	8-39
8.9.	Perfil de los parámetros de resistencia cíclica	8-41
8.10.	Asentamiento estimado por efecto de la licuación – Modelo propuesto por Tokimatsu y Seed (1987)	8-45
8.11.	Asentamiento estimado por efecto de la licuación – Modelo propuesto por Ishihara y de Yoshimine (1992)	8-46
8.12.	Estimación de la resistencia residual, a partir del SPT – Modelo propuesto por Idriss (1998)	8-47
8.13.	Cociente de la resistencia al corte residual, Sr/σ'_{vo} , de suelos licuados versus arenas limpias– Modelos propuestos por Idriss y Boulanger (2007). a) SPTcorregido para σ'_{vo}<400kPa. b) CPT normalizado y corregido para σ'_{vo}<400kPa	8-48
8.14.	Estimación del Cociente de la resistencia al corte residual, Sr/σ'_{vo} a partir del SPT. – Modelo prouesto por Olson y Stark (2002)	8-49
8.15.	Variación del Cociente de resistencia residual con la resistencia SPT y el esfuerzo vertical efectivo – Modelo híbrido de Kramer -Wang (2008)	8-49
8.16.	Transición del comportamiento de una arena al comportamiento de una arcilla dependiendo del valor del índice de plasticidad	8-51
8.17.	Rangos de ω_L y el índice de plasticidad para diferentes categorías de susceptibilidad, de acuerdo a Bray y Sancio	8-52
8.18.	Variación de SI con w_1 y w_2 iguales a 0.5. Efecto de la incertidumbre en la determinación de los parámetros I_p, w y LL	8-54
8.19.	Modelo discretizado para el análisis dinámico	8-60
8.20.	Método pseudo-estático. Fuerzas inerciales y fuerzas sísmicas (Método de Mononobe-Okabe (MO))	8-66
8.21.	Método Mononobe-Okabe	8-68
8.22.	Método de la cuña de prueba	8-69
8.23.	Cuña sísmica activa	8-72
8.24.	Empuje activo sísmico de tierras (ϕ = 30°)	8-73
8.25.	Empuje activo sísmico de tierras (ϕ = 35°)	8-73
8.26.	Empuje activo sísmico de tierras (ϕ = 40°)	8-73

9.1.	Factor de influencia para terraplenes de longitud infinita	9-6
9.2.	Factor de influencia bajo la esquina del área cargada	9-7
9.3.	Factor de influencia bajo la corona del talud, para terraplenes de longitud finita	9-8
9.4.	Factor de influencia bajo el pie del talud, para terraplenes de longitud finita	9-9
9.5.	Coeficiente de esfuerzo bajo el extremo del terraplén	9-11
9.6.	Índice de capacidad portante	9-13
9.7.	Esquema de desplazamiento lateral	9-21
9.8.	Criterios para determinar la presión máxima o de contacto para el caso de muros de contención convencionales con fundaciones en suelo	9-32
9.9.	Criterios para determinar la presión máxima o de contacto para el caso de muros de contención convencionales con fundaciones en roca	9-33
9.10.	Agrietamiento de la superficie del pavimento en muros de tierra armada	9-37
9.11.	Esquemas de cimentación para obras de drenaje transversal	9-39
9.12.	Variación de N_c con L/B y H/B	9-48
9.13.	Falla de fondo en arena	9-49
9.14.	Variación del módulo m	9-49
9.15.	Variación del módulo m	9-50
9.16.	Variación del gradiente hidráulico de salida y el módulo m	9-50
9.17.	Variación del gradiente hidráulico de salida y el módulo m	9-51
9.18.	Detalle de la cimentación en un terreno inclinado	9-55

10.1.	Grado de consolidación en función de T_v	10-7
10.2.	Variación de U en función de $\Delta\sigma_f/\Delta\sigma_p$ y $\Delta\sigma_p/\Delta\sigma'_0$	10-8
10.3.	Área asignada a cada dren para disposición en malla cuadrada o tresbolillo	10-10
10.4.	Rango de tamaños de suelo tratables con vibrocampactación	10-23
10.5.	Patrón de triángulo equilátero para columnas de piedra	10-24
10.6.	Idealización de la celda unitaria	10-25

10.7.	Asentamiento de la cimentación construida sobre columnas de piedra	10-27
10.8.	Asentamiento de la cimentación construida sobre columnas de piedra	10-29
10.9.	Patrones utilizados para el tratamiento de la mezcla de suelo	10-36
10.10.	CSE con geosintético LPT	10-36
10.11.	Modos de falla en el estado límite de resistencia	10-39
10.12.	Modos de falla en el estado límite de servicio	10-39
10.13.	Diseño de la columna CSE	10-41
10.14.	Estabilidad lateral de las CSE	10-42
10.15.	Estabilidad lateral CSE	10-43
10.16.	Mecanismo de transferencia de carga	10-44
10.17.	Esquema de definición de términos	10-46
10.18.	Aplicaciones en terraplenes reforzados	10-49
10.19.	Espesor del material para elevar el terreno de fundación. Método USFS. Carga de rueda simple	10-52
10.20.	Espesor del material para elevar el terreno de fundación. Método USFS. Carga de rueda doble	10-52
10.21.	Modelo de falla rotacional	10-55
10.22.	Falla por deslizamiento – Ruptura del refuerzo	10-55
10.23.	Curva de compactación	10-59
10.24.	Procesos de compactación en campo	10-61
10.25.	Rodillo liso vibratorio	10-62
10.26.	Rodillo pata de cabra	10-63
10.27.	Compactación dinámica	10-64
10.28.	Rango de tamaños de suelo tratables con vibrocompactación	10-70
10.29.	Grupos de suelos para compactación dinámica	10-75
10.30.	Esquemas de tipos de grouting	10-81
10.31.	Esquema del método de levantamiento de losas	10-84
10.32.	Esquema del método de levantamiento de losas	10-85
10.33.	Procedimiento para Jet Grouting	10-89

LISTA DE TABLAS

1.1.	Unidades básicas del Sistema Internacional (SI)	1-6
1.2.	Unidades derivadas del SI que tienen nombre especial	1-6
1.3.	Prefijos del sistema internacional	1-7
1.4.	Unidades utilizadas con el Sistema Internacional	1-8
1.5.	Factores de conversión	1-8
2.1.	Estados límite para cimentaciones superficiales	2-2
2.2.	Estados límite para cimentaciones profundas	2-3
2.3.	Estados límite para terraplenes	2-3
2.4.	Estados límite para estructuras de contención	2-4
2.5.	Definición de las cargas permanentes	2-9
2.6.	Definición de las cargas transitorias	2-10
2.7.	Combinación de cargas en el estado límite	2-11
2.8.	Combinación de cargas y Factores de Carga	2-13
2.9.	Factor de carga para gradiente de temperatura (γ_{TG})	2-14
2.10.	Factores de Carga para cargas permanentes, γ_p	2-15
2.11	Factores de Carga para sismo γ_{EQ}	2-16
2.12.	Factores de seguridad mínimos para cimentaciones superficiales	2-21
2.13.	Factores de seguridad mínimos para cimentaciones profundas	2-21
3.1.	Tipos comunes de roca	3-5
3.2.	Descripción del tamaño del grano en la roca	3-6
3.3.	Descripción del lecho	3-6
3.4.	Descripción del grado de fracturamiento del lecho rocoso	3-7
3.5.	Descripción de la meteorización del lecho rocoso	3-7
3.6.	Descripción de la resistencia de la roca	3-8
3.7.	Lista de palabras clave para los estratos	3-9

3.8.	Requisitos mínimos sobre las profundidades de perforación	3-22
3.9.	Guía para definir el número de perforaciones	3-28
3.10.	Requisitos mínimos sobre la exploración para las cimentaciones de obras menores	3-30
3.11.	Normas de uso corriente en las investigaciones de campo	3-33
3.12.	Métodos de perforación en suelos y rocas blandas	3-40
3.13.	Métodos de perforación en roca	3-41
3.14.	Otros métodos de exploración	3-41
3.15.	Métodos de exploración geofísica	3-42
3.16.	Muestreadores comunes para la toma de muestras alteradas de suelo	3-49
3.17.	Muestreadores comunes para la toma de muestras inalteradas de suelo y roca	3-50
3.18.	Ensayos In situ	3-56
3.19.	Normas de uso corriente para los ensayos de caracterización física	3-74
3.20.	Resistencia a la compresión simple	3-76
3.21.	Pruebas comunes de laboratorio para rocas	3-83
3.22.	Resumen de los procedimientos y aplicaciones de la pruebas de laboratorio más comunes para rocas	3-85
3.23.	Dispersividad según el ensayo Pin-hole	3-90
3.24.	Índice de dispersión	3-92

4.1.	Clasificación utilizada para estimar el Índice de dureza de la roca	4-2
4.2.	Clasificación utilizada para determinar el grado de meteorización de la roca	4-3
4.3.	Tipos de discontinuidades de la masa rocosa	4-6
4.4.	Clasificación de las rocas según su origen	4-13
4.5.	Cuadro de colores de roca	4-14
4.6.	Tamaño y forma del grano	4-14
4.7.	Capas y láminas en función del espesor	4-16
4.8.	Resistencia de la roca	4-16
4.9.	Características de los principales tipos de roca en cuanto a aptitud para cimientos o para formar parte de terraplenes conociendo su origen	4-17

4.10.	Tipos principales de discontinuidades en macizos rocosos	4-18
4.11	Clasificación de Laubscher en función del relleno de las discontinuidades	4-19
4.12.	Nomenclatura de Bieniawski en función del relleno de las discontinuidades	4-20
4.13.	Clasificación de Laubscher en función de la rugosidad de las discontinuidades	4-20
4.14.	Nomenclatura de Bieniawski en función de la rugosidad	4-21
4.15.	Grados de Meteorización según Laubscher	4-22
4.16.	Nomenclatura para el grado de meteorización según Bieniawski	4-22
4.17.	Descripción de las filtraciones	4-24
4.18.	Propiedades ingenieriles de la roca	4-27
4.19.	Valores típicos de las propiedades físicas de las rocas	4-30
4.20.	Valores típicos del módulo de deformación *in situ*	4-32
4.21.	Rangos del módulo de deformación unitaria normal ϵ_N de algunas rocas	4-35
4.22	Método de Deere y Miller (clasificación de la roca intacta)	4-35
4.23.	Esfuerzos de rocas en compresión simple (q_C), coeficiente de Poisson (μ) y el peso unitario de la roca	4-36
4.24.	Clasificación de la roca a partir del valor de la compresión simple (q_c)	4-37
4.25.	Resistencia a la tracción simple TR para las rocas seleccionadas intactas	4-38
4.26.	Porcentaje de porosidad y absorción de agua	4-40
4.27.	Equivalencias entre métodos de clasificación macizos rocosos	4-41
4.28.	Clasificación de las rocas, con base en el RQD	4-43
4.29.	Tabla según RQD	4-44
4.30.	Según resistencia al ensayo de carga puntual y de compresión simple	4-44
4.31.	Separación entre diaclasas	4-45
4.32.	Según superficie de la discontinuidad	4-45
4.33.	Según condición de agua subterránea	4-45
4.34.	Corrección por la orientación de las discontinuidades	4-46
4.35.	Clasificación geomecánica final	4-46
4.36.	Estimación de parámetros intervinientes –diaclasas	4-47
4.37.	Estimación de parámetros intervinientes – rugosidad	4-47

4.38.	Estimación de parámetros intervinientes – meteorización	4-48
4.39.	Estimación de parámetros intervinientes –presencia de agua	4-48
4.40.	Estimación de parámetros intervinientes –S.R.F.	4-49
4.41.	Clasificación final – Q de Barton	4-49
4.42.	Correlación entre las clasificaciones de rocas	4-53
4.43.	Velocidades de ondas primarias y secundarias	4-54
4.44.	Coeficiente de aceleración horizontal	4-54
4.45.	Valores de relación de vacíos para los diferentes tipos de suelos	4-56
4.46.	Valores de porosidad	4-57
4.47.	Valores de peso unitario seco (γ_d) para suelos granulares	4-59
4.48.	Valores típicos de G_s para diferentes clases de suelos	4-61
4.49.	Compacidad del suelo en función de la densidad relativa	4-63
4.50.	Clasificación de los suelos según AASHTO	4-68
4.51.	Clasificación del suelo según USCS	4-70
4.52.	Corrección del valor de N obtenido en el ensayo de SPT	4-80
4.53.	Diferentes correlaciones de N normalizado con ϕ equivalente	4-83
4.54.	Diferentes correlaciones de N145 con ϕ equivalente	4-83
4.55.	Diferentes correlaciones de N corregido con ϕ’	4-88
4.56.	Correlación de N60 y el ángulo de fricción de suelos granulares	4-88
4.57.	Determinación de la Densidad relativa para arenas	4-91
4.58.	Factor de correlación α_c	4-95
4.59.	Correlación de N del SPT y la resistencia a la compresión inconfinada q_u	4-96
4.60.	Compacidad de suelos cohesivos con base en N	4-96
4.61.	Clasificación de los valores de Sensibilidad	4-101
4.62.	Constantes elásticas de diferentes suelos modificadas de acuerdo con el U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles (1988)	4-102
4.63.	Correlaciones para estimar el Índice de Compresibilidad	4-103
4.64.	Rango de los valores del coeficiente de permeabilidad	4-108
4.65.	Corrección por compacidad en función de la porosidad	4-109
4.66.	Valores de C_0 para los diferentes tipos de suelo	4-110
4.67.	Tipo de suelos colapsables	4-111
4.68.	Criterios para la identificación de suelos colapsables	4-112

4.69.	Actividad coloidal de las arcillas	4-114
4.70.	Susceptibilidad del suelo a la expansión en función del potencial expansivo en porcentaje	4-114
4.71.	Método para identificar suelos potencialmente expansivos	4-116
4.72.	Requisitos de los materiales para terraplenes	4-116
4.73.	Requisitos del material granular para filtros	4-117
4.74.	Susceptibilidad de los suelos a la tubificación	4-118
4.75.	Clasificación de los suelos en función de los resultados obtenidos	4-119
4.76.	Potencial de la licuación	4-121
4.77.	Descripción esquemática de perfiles de meteorización según varios autores.	4-125
4.78.	Unidades de referencia recomendadas y valores aproximados del coeficiente de variación de los parámetros geotécnicos para terrenos normalmente homogéneos	4-131

5.1.	Tipos y efectos de los diferentes procesos de erosión	5-19
5.2.	Obras permanentes para el control de erosión en vías terrestres	5-20

6.1.	Factores de resistencia	6-13
6.2.	Factores de seguridad típicos	6-14
6.3.	Ecuaciones de los factores de capacidad de carga	6-20
6.4.	Valores de los factores de capacidad de carga	6-21
6.5.	Factores que afectan la capacidad de carga nominal	6-22
6.6.	Factores de corrección por forma	6-22
6.7.	Factor de corrección por profundidad	6-23
6.8.	Factor de corrección por inclinación de la carga	6-24
6.9.	Factor de corrección por inclinación del plano de apoyo	6-25
6.10.	Factor de corrección por pendiente del terreno	6-26
6.11.	Excentricidad en dos direcciones	6-32
6.12.	Coeficientes C_{w1} y C_{w2} para diferentes profundidades del nivel freático	6-51
6.13.	Valores del coeficiente de capacidad empírico k	6-53

6.14.	Clasificación de la roca matriz en función de q_u	6-55
6.15.	Clasificación de la roca matriz según RQD	6-55
6.16.	Grado de meteorización de las rocas	6-56
6.17.	Factor de corrección (Sower, 1979)	6-59
6.18.	Valores sugeridos de capacidad de carga admisible	6-64
6.19.	Puntaje asignado a cada parámetro del sistema de clasificación RMR	6-65
6.20.	Capacidad de carga admisible basada en el puntaje asignado a cada parámetro del sistema de clasificación RMR	6-66
6.21.	Coeficiente empírico K_{sp}	6-67
6.22.	Factores de resistencia para estabilidad global	6-70
6.23.	Correlaciones para determinar el Módulo elástico del suelo E_s	6-79
6.24.	I_z para cimentaciones cuadradas, circulares y continuas	6-80
6.25.	Constantes elásticas de diferentes suelos	6-85
6.26.	Factores de forma y rigidez	6-86
6.27.	Factores de Influencia I_1 e I_2	6-88
6.28.	Correlaciones para obtener el Índice de compresión C_c	6-95
6.29.	Grado de consolidación U_t en función del factor tiempo T_v	6-97
6.30.	Coeficiente de consolidación segundaria C_α	6-100
6.31.	Módulo elástico de la masa de roca Em, para rocas intactas, modificado según Kullhawy (1978)	6-102
6.32.	Relación de Poisson de la masa de roca μ para rocas intactas, modificado según Kullhawy (1978)	6-102

7.1.	Factores de resistencia para el estado límite de resistencia geotécnica en pilotes prebarrenados cargados axialmente	7-11
7.2.	Factores de resistencia para el estado límite de resistencia geotécnica en pilotes prebarrenados	7-14
7.3.	Factores de resistencia para el estado límite de resistencia geotécnica en pilotes hincados	7-14
7.4.	Coeficiente k de presión de tierras	7-30
7.5.	Valores del ángulo "Øa'"	7-30
7.6.	Relación entre módulo de la reacción horizontal del suelo kh y la resistencia al corte no drenada de arcillas rígidas sobreconsolidadas	7-45

7.7.	Valores típicos del Coeficiente de reacción horizontal n_h	7-46
7.8.	Criterio para el comportamiento como pilote corto y pilote largo	7-47
7.9.	Criterio para el comportamiento como pilote corto y pilote largo	7-52
7.10.	Valores de F_y	7-60
7.11.	Valores representativos de k	7-61
7.12.	Valores de α	7-74
7.13.	Procedimientos para estimar K	7-75
7.14.	Procedimientos para estimar K	7-83
7.15.	Ángulo de fricción interna de las arenas	7-87
7.16.	Procedimientos para estimar la resistencia unitaria de fricción q_s en función del número de golpes del SPT no corregido N	7-88
7.17.	Procedimientos para estimar la resistencia unitaria de punta q_p	7-89
7.18.	Valores para K_b	7-90
7.19.	Valores típicos de C_p	7-103

8.1.	Nivel de amenaza sísmica según valores de A_a y A_v, para la Figura 8.1.	8-7
8.2.	Escala de intensidad de Mercalli modificada	8-10
8.3.	Caracterización de la susceptibilidad total del sitio por amenaza de licuación	8-19
8.4.	Componente por observación histórica	8-20
8.5.	Componente por sismicidad histórica	8-21
8.6.	Componente por clasificación geológica	8-23
8.7.	Componente por calidad de la clasificación geológica	8-23
8.8.	Componente por composición del suelo	8-25
8.9.	Factor por nivel freático	8-26
8.10.	Corrección del índice “N” del SPT por contenido de finos. Corrección de arena limpia	8-28
8.11.	Valores del CRR	8-29
8.12.	Factor de corrección K_{σ}'	8-30
8.13.	Comparación de los ensayos SPT y CPT en la determinación de CRR	8-34
8.14.	Factor debido a la duración del sismo	8-37

8.15.	Factor de reducción debido a la profundidad	8-38
8.16.	Cálculos para determinar τ_{max} y CSR	8-41
8.17.	Factor de reducción debido a la profundidad	8-50

9.1.	Factor de corrección por ancho, C_B	9-14
9.2.	Factor de tiempo, C_t	9-15
9.3.	Ecuaciones para determinar el factor de influencia I_{zi}	9-16
9.4.	Ecuaciones para determinar el asentamiento por consolidación primaria y secundaria	9-17
9.5.	Asentamientos en roca en varias condiciones geológicas	9-19
9.6.	Factor de forma C_d	9-20
9.7.	Factor de forma C_d	9-20
9.8.	Valores del coeficiente de empuje K	9-36
9.9.	Taludes recomendados para excavaciones de cimentaciones superficiales	9-44
9.10.	Correlación entre el SPT y la presión lateral admisible	9-53

10.1.	Categorías de mejoramiento del subsuelo, funciones y métodos	10-3
10.2.	Tipo de terreno y profundidad de aplicación	10-4
10.3.	Tipo de terreno y separación entre drenes	10-15
10.4.	Materiales aligerados para rellenos	10-17
10.5.	Propiedades elásticas de la geoespuma EPS	10-18
10.6.	Valores de diseño para de la geoespuma EPS	10-18
10.7.	Valores de diseño	10-20
10.8.	Definiciones de vibro reemplazo o vibro compactación	10-22
10.9.	Gradación para el proceso de vibro reemplazo piedra	10-23
10.10.	Relaciones de resistencia de las columnas de grava	10-30
10.11.	Términos genéricos de la mezcla de suelo	10-32
10.12.	Grupos de mezcla de suelo	10-32
10.13.	Factores químicos favorables	10-33

10.14.	Propiedades Ingenieriles típicas a mejorar	10-34
10.15.	Directrices a considerar para la mezcla	10-34
10.16.	Ecuaciones para determinar la carga vertical	10-47
10.17.	Factores de capacidad de carga	10-51
10.18.	Deformación del geosintético en función del tipo de suelo	10-56
10.19.	Indicación sobre el uso de equipos de compactación en obra	10-65
10.20.	Aplicabilidad de los diferentes tratamientos de vibrocompactación a los distintos tipos de terrenos	10-69
10.21.	Criterios para la evaluación del material de relleno	10-71
10.22.	Criterios para la evaluación del material de relleno	10-72
10.23.	Definiciones de vibroreemplazo o vibrocompactación	10-78
10.24.	Tipo de grouting	10-80
10.25.	Categorías de grouting para roca	10-83
10.26.	Guía del contenido de finos	10-85
10.27.	Guía del potencial de impregnación del grouting	10-86
10.28.	Diámetro más usual de las columnas de jet grouting	10-89

1

ASPECTOS GENERALES

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1. ASPECTOS GENERALES 1-1
1.1. INTRODUCCIÓN 1-1
1.2. OBJETO DEL MANUAL 1-1
1.3. ASPECTOS LEGALES 1-2
1.3.1. Obras comprendidas dentro del alcance del manual 1-2
1.3.2. Armonía con otras disposiciones técnicas reglamentarias 1-3
1.3.3. Requisitos del diseñador 1-3
1.4. ORGANIZACIÓN DEL MANUAL 1-3
1.5. SISTEMA DE UNIDADES 1-5
1.5.1. Unidades básicas 1-6
1.5.2. Unidades derivadas 1-6
1.5.3. Múltiplos de las unidades del Sistema Internacional 1-7
1.5.4. Unidades que no pertenecen al sistema internacional pero que pueden utilizarse junto con las unidades y los múltiplos que sí lo son 1-8
1.5.5. Factores de conversión 1-8
1.6. ALCANCE DE LOS ESTUDIOS DE GEOTECNIA EN FUNCIÓN DE LA FASE DE ESTUDIO 1-10
1.6.1. Fase 1. Pre – factibilidad 1-11
1.6.1.1. Estudios preliminares sobre mapas y fotografías a escala Regional 1-11
1.6.1.2. Reconocimiento inicial de campo 1-12
1.6.1.3. Estudios de las franjas de ruta probables 1-13
1.6.1.4. Diagnóstico geotécnico 1-13
1.6.1.5. Informe final de la Fase 1 1-13
1.6.2. Fase 2. Factibilidad 1-14
1.6.2.1. Recopilación y análisis de antecedentes 1-15
1.6.2.2. Reconocimiento de campo 1-15
1.6.2.3. Diagnóstico geotécnico 1-15
1.6.2.4. Informe final de la Fase 2 1-16

1.6.3. Fase 3. Diseños definitivos 1-16

1.6.3.1. Recopilación y análisis de antecedentes 1-17
1.6.3.2. Trabajos de campo 1-17
1.6.3.3. Estudio de suelos para el diseño de cimentaciones 1-18
1.6.3.4. Análisis geotécnico para cimentaciones 1-18
1.6.3.5. Informe final de la Fase 3 1-19

1.7. USO DE PROGRAMAS DE CÓMPUTO 1-19

1.8. RESPONSABILIDAD 1-21

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA 1-23

CAPÍTULO 1. ASPECTOS GENERALES

1.1. INTRODUCCIÓN

El Manual de diseño de cimentaciones superficiales y profundas para carreteras del Instituto Nacional de Vías – INVIAS, ha sido desarrollado para proporcionar uniformidad en las prácticas de diseño geotécnico de cimentaciones que aplican a la infraestructura vial, dirigido a los profesionales de las firmas consultoras y constructoras, así como a los profesionales funcionarios del INVIAS tanto de planta como de las territoriales. El propósito de este manual es complementar la serie de documentos técnicos que el INVIAS ha desarrollado, pretendiendo que los diseños geotécnicos sean seguros, económicos, eficaces y eficientes.

Para tal fin es responsabilidad del diseñador tratar de cumplir todos los criterios y prácticas que contiene este Manual, en el cual se presentan buena parte de los elementos requeridos en el diseño geotécnico de los proyectos de carreteras; sin embargo, es imposible hacer frente a las diversas situaciones a las que el diseñador se ve enfrentado, por lo que debe hacer uso del buen juicio y experiencia y, con frecuencia, de la innovación en el enfoque para al diseño geotécnico. Esto puede requerir, investigación adicional en la literatura geotécnica.

1.2. OBJETO DEL MANUAL

Este manual ha sido concebido como una guía con procedimientos y recomendaciones para el diseño de cimentaciones de estructuras en la red vial nacional. Su intención es suministrar una base para uniformizar la práctica del diseño dentro de un estándar mínimo y los criterios consignados en él comprenden una síntesis de teorías comprobadas y experiencias exitosas obtenidas tanto en Colombia como en otros países. No se pretende, sin embargo, que el documento proporcione guías para resolver todos los problemas asociados con la geotecnia aplicada al diseño de cimentaciones de estructuras viales, por cuanto ello es imposible, ni que reemplace la aplicación del conocimiento profesional en el área de la geotecnia. En consecuencia, los usuarios del manual deberán tener un buen conocimiento de sus principios

técnicos y emplear el mejor juicio profesional en cada caso, con apoyo de todos los aspectos técnicos, ambientales y estéticos relacionados con el diseño y la construcción de obras de infraestructura carretera.

El diseñador deberá tener siempre en mente que la resistencia y durabilidad de las estructuras viales depende de la suficiencia de su fundación. Por lo tanto, las soluciones que finalmente plantee deberán garantizar el adecuado funcionamiento de la estructura que van a soportar durante el período de diseño previsto, sin producir menoscabos a la carretera o a las propiedades adyacentes.

Es responsabilidad del proyectista identificar aquellos casos particulares en los que no sea posible ajustarse a los estándares estipulados en este documento, quedando a su discreción y a una justificada sustentación ante el INVIAS la decisión de cambios en las características del proyecto, siempre y cuando ellos no afecten negativamente la estabilidad de la vía, ni la seguridad y/o la comodidad de los usuarios y de los vecinos de las carreteras, ni conduzcan a soluciones económica y ambientalmente irrealizables.

1.3. ASPECTOS LEGALES

1.3.1. Obras comprendidas dentro del alcance del manual

Conforme lo establece el Artículo 3º del Acuerdo No. 5 del 28 de febrero de 2006 del Consejo Directivo del Instituto Nacional de Vías, “la entidad tiene como objetivo la ejecución de las políticas, estrategias, planes, programas y proyectos de la infraestructura no concesionada de la Red Vial Nacional de carreteras primaria y terciaria, férrea, fluvial y de la infraestructura marítima, de acuerdo con los lineamientos dados por el Ministerio de Transporte.” Además, el Artículo 4º del mismo acuerdo establece, como funciones del Instituto, “la definición de la regulación técnica relacionada con la infraestructura de los modos de transporte carretero, fluvial, férreo y marítimo, así como el control y la evaluación de la ejecución de las políticas, planes, programas y proyectos relacionados con el desarrollo de la infraestructura a su cargo.”

En consecuencia con lo anterior, las disposiciones contenidas en este manual serán aplicables a todas las obras de cimentación de estructuras en las

carreteras pertenecientes a la red vial nacional, así como a aquellas que, por extensión, sean encomendadas al Instituto Nacional de Vías, en acuerdo con lo aplicable de la ley 105 de 1993 o la que en el futuro la modifique o reemplace, así como con los decretos reglamentarios pertinentes.

1.3.2. Armonía con otras disposiciones técnicas reglamentarias

Este manual deberá ser utilizado de manera armónica con los demás documentos técnicos vigentes del Instituto Nacional de Vías, en particular con el manual de diseño geométrico de carreteras (INVIAS, 2008), el manual de drenaje para carreteras (INVIAS, 2009) y la guía de manejo ambiental de proyectos de infraestructura, subsector vial (INVIAS, 2011). Así mismo, se deberá tener en consideración la norma sismo-resistente vigente[1].

1.3.3. Requisitos del diseñador

El responsable del diseño de las obras de cimentación para estructuras en la red nacional de carreteras deberá ser un ingeniero civil o de vías y transportes, con experiencia en obras viales, titulado en universidad colombiana o extranjera. Su experiencia será verificada por el Instituto Nacional de Vías de acuerdo con las exigencias que se fijen en los documentos de los concursos para los estudios o las licitaciones para las obras.

El diseñador deberá poseer matrícula profesional vigente, expedida por el COPNIA y otorgada de conformidad con los términos establecidos en el Artículo 7º de la Ley 842 de 2003. En el evento de que el diseñador sea un ingeniero extranjero sin residencia en el país, deberá cumplir las exigencias del Capítulo III de la misma ley.

1.4. ORGANIZACIÓN DEL MANUAL

El Manual se ha organizado en 10 capítulos y un glosario, cuyo contenido se resume a continuación:

[1] En el momento de la elaboración de este manual, la norma sismo-resistente vigente en la república de Colombia es la NSR 10, adoptada mediante el decreto 926 del 19 de marzo de 2010.

- CAPÍTULO 1 – ASPECTOS GENERALES. Se plantean el propósito del Manual y de su organización, se definen el objeto y el contenido del mismo, se describe el alcance de los estudios de geotecnia de cimentaciones que se requieren adelantar en la fase I, en la fase II y en la fase III de los proyectos de la red vial nacional, se plantean las tareas mínimas que se deben abordar para efectuar el estudio y diseño de una cimentación para obras de infraestructura vial, y se fija la responsabilidad en cuanto al uso del documento y de las ayudas computacionales recomendadas. En este capítulo se incluyen además algunos apartes de la norma Técnica Colombiana NTC 1000, referente al sistema internacional de Unidades y las equivalencias en otros sistemas de unidades.

- CAPÍTULO 2 – CRITERIOS BÁSICOS. Se plantean las metodologías y los métodos de diseño que aborda el Manual, las cuales se circunscriben a los métodos ASD y LRFD, que permiten la discusión concerniente a los estados límite de resistencia y de servicio, y se concluye con la presentación del tema de factores de seguridad y factores de resistencia.

- CAPÍTULO 3 – INVESTIGACIÓN DE CAMPO Y ENSAYOS. En este capítulo se efectúa una recopilación tendiente a orientar y a detallar los métodos de exploración y de los ensayos de laboratorio e *in situ* que se requieren para acometer el diseño de una cimentación, en el marco de la normatividad del INVIAS.

- CAPÍTULO 4 – CARACTERIZACIÓN DE SUELOS Y ROCAS. A través de los diferentes métodos directos o por correlación, da al usuario una guía que le permita tener elementos básicos para caracterizar un suelo o una roca mediante las propiedades físicas, hidráulicas y mecánicas del geomaterial con el fin de preparar el modelo geológico – geotécnico para diseño.

- CAPÍTULO 5 – ASPECTOS A CONSIDERAR EN LA SELECCIÓN Y DISEÑO DEL TIPO DE CIMENTACIÓN. En forma organizada se dan las pautas y tareas mínimas que se requieren considerar antes de diseñar una cimentación, las cuales definen el tipo de cimentación y el método de análisis a utilizar.

- CAPÍTULO 6 – CIMENTACIONES SUPERFICIALES. Se efectúa una buena recopilación de los métodos y metodologías existentes en la literatura

científica para abordar el diseño de la cimentación a la luz de los criterios de estabilidad de rotura y de deformación.

- CAPÍTULO 7 – CIMENTACIONES PROFUNDAS. El enfoque de este capítulo es similar al del Capítulo 6, salvo que aplica a cimentaciones profundas en lo pertinente a pilotes prebarrenados y a pilotes hincados.

- CAPITULO 8 – ANÁLISIS DINÁMICOS. En este capítulo se pretende hacer un recuento de las variables dinámicas y sísmicas que afectan las cimentaciones, y cómo se pueden considerar en el diseño.

- CAPÍTULO 9 – DISPOSICIONES ESPECÍFICAS PARA OBRAS DE INFRAESTRUCTURA VIAL. Se aplican en forma particular los elementos de diseño presentados en los capítulos precedentes, en las estructuras viales referidas a puentes, obras de drenaje, terraplenes, excavaciones, y postes de alumbrado y señales.

- CAPÍTULO 10 – MÉTODOS DE MEJORAMIENTO DE LOS SUELOS. Se presentan algunos de los métodos que se suelen utilizar para el cálculo y acometida del mejoramiento físico, mecánico y químico del suelo.

- GLOSARIO. En él se definen los principales términos técnicos utilizados en el manual, de manera que sean fáciles de entender e interpretar.

En cada capítulo se presentan uno o dos ejemplos de aplicación que permiten esclarecer aun más el tema tratado, y al final de cada capítulo se citan las REFERENCIAS, que indican al usuario el origen de los contenidos parciales de cada tema y dan crédito a los diversos autores consultados. Adicionalmente, se presentan algunos programas de computador de uso libre, relacionados con el diseño de cimentaciones.

1.5. SISTEMA DE UNIDADES

En cuanto a las unidades, el sistema internacional es el que prevalece en este Manual. No obstante, como hay equipos cuyas dimensiones ecuaciones y constantes se basan en un sistema específico de unidades y son de aplicación cotidiana, ellas se mantienen en su sistema original.

Sin embargo y para imprimir en el Manual el carácter nacional, se hace referencia a la norma NTC 1000 que reproduce la Norma ISO 1000, relativa al sistema internacional de unidades de la cual se extractan apartes que aplican en ingeniería geotecnia, cuya síntesis se incluye más adelante en este capítulo.

1.5.1. Unidades básicas

El sistema internacional de unidades (SI) se fundamenta en las siete unidades básicas que se muestran en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1 . Unidades básicas del Sistema Internacional (SI) (ICONTEC, 2004)

MAGNITUD	UNIDADES BÁSICAS SI	SÍMBOLO
Longitud	metro	m
Masa	kilogramo	kg
Tiempo	segundo	s
Corriente eléctrica	amperio	A
Temperatura termodinámica	kelvin	K
Cantidad de sustancia	mol	mol
Intensidad luminosa	candela	cd

1.5.2. Unidades derivadas

Las unidades derivadas se expresan algebraicamente en términos de las unidades básicas. Para algunas unidades del SI existen nombres y símbolos especiales, los aprobados por la CGPM (*Conferénce Gènérale des Poids et Mesures*) de la tabla 2 de la norma NTC 1000, se extractaron los pertinentes a ingeniería, y se presentan en la Tabla 1.2.

Tabla 1.2 . Unidades derivadas del SI que tienen nombre especial (ICONTEC, 2004)

MAGNITUD	NOMBRE ESPECIAL O UNIDAD SI DERIVADA	SÍMBOLO	EXPRESADA EN TÉRMINOS DE UNIDADES SI BÁSICAS O SUPLEMENTARIAS O EN TÉRMINOS DE OTRAS UNIDADES SI DERIVADAS
Angulo plano	Radian	rad	1 rad=1 m/m=1
Frecuencia	Hercio (hertz)	Hz	$1Hz=1s^{-1}$
Fuerza	Newton	N	$1N=1kg*m/s^2$
Presión, Esfuerzo	Pascal	Pa	$1Pa=1N/m^2$
Temperatura Celsius	Grado Celsius	°C	1°C=1K

1.5.3. Múltiplos de las unidades del Sistema Internacional

Los prefijos indicados en la tabla 1.3, se utilizan para formar los nombres y los símbolos de los múltiplos de las unidades del Sistema Internacional.

Tabla 1.3. Prefijos del sistema internacional (ICONTEC, 2004)

FACTOR	PREFIJO	SÍMBOLO
10^{24}	Yotta	Y
10^{21}	Zetta	Z
10^{18}	Exa	E
10^{15}	Peta	P
10^{12}	Tera	T
10^{9}	Giga	G
10^{6}	Mega	M
10^{3}	Kilo	k
10^{2}	Hecto	h
10	Deca	da
10^{-1}	deci	d
10^{-2}	centi	c
10^{-3}	mili	m
10^{-6}	micro	µ
10^{-9}	nano	n
10^{-12}	pico	p
10^{-15}	femto	f
10^{-18}	atto	a
10^{-21}	zepto	z
10^{-24}	yocto	y

1.5.4. Unidades que no pertenecen al sistema internacional pero que pueden utilizarse junto con las unidades y los múltiplos que sí lo son

En algunos casos se forman unidades compuestas utilizando las unidades establecidas en la Tabla 1.4 junto con unidades del Sistema Internacional.

Tabla 1.4. Unidades utilizadas con el Sistema Internacional (ICONTEC, 2004)

MAGNITUD	UNIDAD	SÍMBOLO	DEFINICIÓN
Tiempo	minuto	min	1 min = 60 s
	hora	h	1 h = 60 min
	día	D	1 d = 24 h
Angulo plano	grado	°	$1° = (\pi/180)$ rad
	minuto	´	$1´ = (\pi/60)°$
	segundo	´´	$1´´ = (\pi/60)´$
Volumen	litro	l, L (nota 1)	$1l = 1dm^3$
Masa	Tonelada (nota 2)	T	$1 t = 10^3$ kg
Nota 1 – Los dos símbolos para el litro son equivalentes. Nota 2 - También denominada tonelada métrica en el sistema inglés			

1.5.5. Factores de conversión

La Tabla 1.5 ilustra los factores de conversión del sistema internacional SI al sistema de unidades inglés.

Tabla 1.5. Factores de conversión (FHWA, 2006)

SÍMBOLO	PARA CONVERTIR	MULTIPLICAR POR	ENCONTRAR	SÍMBOLO
LONGITUD				
mm	Milímetros	0,039	pulgada	in
m	Metros	3,28	pie	ft
m	Metros	1,09	yarda	yd
km	kilómetros	0,621	milla	mi
ÁREA				
mm^2	Milímetros cuadrados	0,0015	pulgada cuadrada	in^2
m^2	Metros cuadrados	10,758	pie cuadrado	ft^2
m^2	Metros cuadrados	1,188	yarda cuadrada	yd^2
Ha	hectáreas	2,47	acre	ac
km^2	Kilómetros cuadrados	0,386	milla cuadrada	mi^2

SÍMBOLO	PARA CONVERTIR	MULTIPLICAR POR	ENCONTRAR	SÍMBOLO
VOLUMEN				
ml	mililitros	0,034	onza liquida	fl oz
l	litros	0,264	galones	gal
m^3	metro cúbico	35,29	pie cúbico	ft^3
cm^3	centímetro cúbico	0,061	pulgada cúbica	in^3
m^3	metro cúbico	1,295	yarda cúbica	yd^3
MASA				
g	gramos	0,035	onzas	oz
kg	kilogramos	2,205	libras	lb
T	toneladas	1,103	US toneladas cortas	t
TEMPERATURA				
°C	Grado Celsius	1,8°C+32	Fahrenheit	°F
PESO UNITARIO				
kN/m^3	Kilonewtons/metro cúbico	6,36	libra fuerza/pie cúbico	pcf
kN/m^3	Kilonewtons/metro cúbico	0,00368	libra fuerza/pulgada cúbica	pci
FUERZA				
N	Newtons	0,225	Libra fuerza	lbf
kN	kilonewton	225	Libra fuerza	lbf
PRESIÓN O ESFUERZO				
kPa	kilopascal	0,145	Libras fuerza/pulgada cuadrada	psi
kPa	kilopascal	20,88	Libras fuerza/pie cuadrado	psf
PERMEABILIDAD				
cm/s	centímetro/segundo	1,9685	pie/minuto	ft/min
m/min	metro/minuto	3,2808	pie/minuto	ft/min
m/s	metro/segundo	3,2808	pie/segundo	ft/s
m/min	metro/minuto	39,37	Pulgadas/min	in/min

1.6. ALCANCE DE LOS ESTUDIOS DE GEOTECNIA EN FUNCIÓN DE LA FASE DE ESTUDIO

Desde las primeras fases del estudio de una obra vial, se debe trabajar en forma coordinada con el Ingeniero Especialista en geotecnia, ya que en el caso de un diseño nuevo, la etapa de identificación de posibles rutas, la oportunidad de detección de zonas conflictivas desde el punto de vista geotécnico, puede aconsejar que se abandone una ruta que pudiera aparecer en principio atrayente por consideraciones de trazado.

En los diversos niveles de estudio el Ingeniero Especialista ira detectando con grados de precisión creciente, aspectos relacionados con la identificación de sectores específicos con características geotécnicas desfavorables, sectorización de zonas, condiciones de fundación de estructuras, aspectos de drenaje que inciden en el problema geotécnico así como la disponibilidad de yacimientos de materiales.

Las características geotécnicas de los materiales que pueden presentarse a lo largo de la franja de vía son variadas, pudiendo experimentar cambios radicales entre sectores muy próximos.

En consideración a lo anterior, el contenido de esta sección está orientado a describir los alcances del estudio geotécnico en las tres fases o etapas en las cuales se desarrolla un proyecto vial, las que fueron establecidas por el antiguo Ministerio de Obras Públicas y Transporte en colaboración con la misión francesa INGEROUTE, y que se han venido incluyendo en los diversos Manuales de la entidad, como son el Manual de Diseño Geométrico de carreteras y el Manual de Drenaje para carreteras; por tanto el enunciado de cada una de las fases, fase 1 Pre – factibilidad, fase 2 Factibilidad, y fase 3 Diseños definitivos, bastante bien descrito en el Manual de Diseño Geométrico de carreteras del INVIAS, se coloca a disposición del lector, permitiendo así exponer en forma breve el alcance general de cada etapa para posteriormente desarrollar la particularidad geotécnica.

El alcance de cada fase se describe de manera somera a continuación, aunque la Entidad tiene la potestad de desarrollar el proyecto en un menor número de fases, o con alcances diferentes en cada fase, caso en el cual los términos de referencia definirán el número de fases y sus alcances, los objetivos que se persiguen y las actividades de las tareas que conforman cada una de ellas.

1.6.1. Fase 1. Pre – factibilidad

En esta fase se identifican uno o varios corredores de rutas posibles, se realiza el prediseño aproximado de la carretera a lo largo de cada corredor y una evaluación económica preliminar. El objetivo de esta fase es establecer si el proyecto ofrece posibilidades de ser viable económicamente. En caso que lo sea se deben afinar los estudios a nivel de fase 2 para el corredor de mayor rentabilidad.

Desde el punto de vista geotécnico, el propósito de esta fase es obtener suficiente conocimiento y compresión de las condiciones geológicas del terreno para asegurar que la vía puede ser diseñada, construida y operada con la máxima economía y seguridad.

Así pues, es esencial para un predimensionamiento adecuado del proyecto que se conozca la extensión y el tipo de reacción del terreno. Dicho conocimiento se adquiere del estudio de las condiciones del terreno por el proceso de investigación del sitio, de acuerdo con la siguiente metodología:

1.6.1.1. Estudios preliminares sobre mapas y fotografías a escala Regional

Se efectúa un estudio preliminar sobre mapas y fotografías a escala regional, de toda la información topográfica, geológica y geotécnica disponible. Con la participación de expertos interdisciplinarios, el geólogo y el geotecnista, definen los corredores posibles de la zona del proyecto, sobre mapas a pequeña escala (1:50.000) teniendo en cuenta los puntos obligados. Posteriormente el geólogo examina las fotografías aéreas a pequeña escala (1:30.000 a 1:50.000) con el fin de identificar las características geográficas generales, en cuanto a relieve, vegetación e hidrografía y las características geológicas generales. Además se identifican sitios críticos, como por ejemplo zonas inestables.

En cuanto a los antecedentes cartográficos, el análisis de cartas a pequeña escala permite establecer aspectos morfológicos, los cuales orientan respecto de la calidad de los terrenos. Por otra parte el modelaje superficial que se observa permite tipificar cuáles han sido los elementos generadores de estas formas, para deducir los principales agentes de erosión.

Con relación a los antecedentes geológicos se utilizan las planchas geológicas regionales del INGEOMINAS. Se describen las unidades litológicas y los rasgos estructurales, con base en estudios existentes en la zona y ajustadas con información de sensores remotos y control de campo para identificar y localizar las amenazas naturales.

Se presenta la cartografía geológica actualizada con base en fotointerpretación y control de campo.

El análisis fotointerpretativo, se basa en el estudio de fotografías aéreas y fotos satelitales del área donde se emplazaran las franjas de cada uno de los corredores a estudiar.

El estudio fotogeológico estudia la distribución de unidades geológicas, su localización y contactos, zonas de alteración y/o meteorización, y zonas de falla. Presenta, además**,** zonas de riesgo geológico representadas por deslizamientos, avalanchas o subsidencias.

1.6.1.2. Reconocimiento inicial de campo

Hay un reconocimiento inicial del proyecto en el campo, con los mapas y fotografías aéreas interpretadas, lo que permite comprobar y complementar con información a escala real las disquisiciones efectuadas en escala regional. Ello constituye un antecedente adicional que orienta incluso el estudio de corredores en las cartas de pequeña escala, y posibilita una mejor programación de la exploración a realizar en etapas posteriores.

El recorrido del terreno tiene por objeto definir un plano de sectorización geológica – geotécnica, en el cual indican las condiciones del terreno orientado a establecer la funcionabilidad del terreno respecto de los cortes que se deben efectuar en él, los taludes de esos cortes y la calidad de los materiales para efectos de remoción y soporte de estructuras. Adicionalmente, este estudio permite conocer la potencialidad de riesgo geológico – geotécnico que podría afectar el trazado, su recurrencia y magnitud esperada, así como eventuales medidas mitigatorias.

El plano de sectorización geológico – geotécnico abarca un ancho mínimo de unos 100 m hacia ambos lados de lo que sería un trazado consolidado. Este

ancho genera una franja que permite desplazamientos para ajuste del eje trazado. En caso de ajustes mayores, se procede a la ampliación de esta.

1.6.1.3. Estudios de las franjas de ruta probables

Para el estudio de franjas de ruta posibles conviene disponer de fotografías aéreas y de mapas topográficos correspondientes a mediana escala (1:10.000 a 1:30.000), luego se procede al estudio fotogeológico detallado del corredor.

Se identifican los puntos críticos, como puentes largos, túneles, cortes importantes en roca, rellenos sobre materiales compresibles y disponibilidad de materiales para acometer las estructuras que se requieren. Se hace una inspección geológica de campo para cuantificar el mapa fotogeológico, reconocer los sitios generales de ponteadero sobre los ríos principales y hacer un estudio preliminar de fuentes de materiales. Con posterioridad al estudio todo el corredor se prepara un mapa geotécnico en unidades homogéneas.

1.6.1.4. Diagnóstico geotécnico

Con base en el estudio geológico se determinan las condiciones de estabilidad de cada corredor. Para tal efecto son necesarias visitas técnicas del geólogo y del geotecnista al proyecto, en las cuales se identifican y corroboran los resultados del estudio geológico, las condiciones de estabilidad del corredor, de las laderas y de los sitios de puentes, así como el comportamiento de las mismas.

A partir de la integración de la información sobre los aspectos geológicos y geomorfológicos, se limitarán en un mapa a escala 1:25.000 las zonas homogéneas en términos de su comportamiento geotécnico

1.6.1.5. Informe final de la Fase 1

El informe final debe comprender, en lo relacionado con geotecnia para cimentaciones, al menos los siguientes elementos o aspectos:

- Introducción: propósito y alcance del informe, información existente, método de trabajo.

- Geología general del corredor: Descripción geológica y morfológica del área, como: unidades geológicas, historia geológica, estratigrafía, estructuras.

- Geología para ingeniería: Unidades homogéneas, puntos críticos, ponteaderos, túneles, cortes importantes en roca, rellenos, fuentes de materiales, amenazas geológicas.

- Identificación de sectores de características desfavorables y riesgos previsibles en caso que no se puedan evitar.

- Apreciaciones preliminares sobre la calidad del terreno natural, en cuanto a su capacidad de soporte. Estimación de los taludes de corte y terraplén que deberían adoptarse según los principales tipos de suelo y roca identificados.

- Apreciación de los posibles problemas relativos a cimentaciones de puentes, obras de arte, obras de contención, rellenos, obras enterradas y demás estructuras viales, con base en las características generales del área, materiales visibles, etc.

- Programación del tipo y número de la exploración geotécnica a ejecutar en las etapas siguientes de la fase 1.

- Conclusiones y Recomendaciones: Se presentan los análisis sobre los resultados del estudio de geología y geotecnia y se proponen los estudios geológicos y geotécnicos requeridos para la Fase 2 y su presupuesto estimado.

1.6.2. Fase 2. Factibilidad

En el corredor seleccionado se debe diseñar en forma definitiva el eje en planta de la carretera.

Con la trayectoria definitiva en planta del eje de la vía y con los prediseños del eje en perfil, de las secciones transversales de las obras de drenaje superficial y de las estructuras como puentes y muros de contención, del pavimento, etc., se procede a la evaluación económica final.

El objetivo concreto de la Fase 2 es la decisión final de continuar o no con el proyecto teniendo en cuenta de su rentabilidad. Si éste resulta rentable se debe continuar con la elaboración de los diseños definitivos de la carretera a partir del eje ya definido. Tales diseños constituyen la Fase 3 del proyecto.

Desde una perspectiva geotécnica, en la fase 2, el diseño del eje en planta debe ser compatible con el diseño en perfil y en sección transversal. Tanto el diseño en perfil como de la sección transversal están condicionados por la naturaleza de los materiales que eventualmente deban ser excavados. En consecuencia, definir la posición del eje en planta sin conocer, al menos en forma aproximada, las características de los estratos involucrados en la explanación es exponerse a sorpresas durante la ejecución de los diseños definitivos en el caso de tener que continuar los estudios en su Fase 3.

1.6.2.1. Recopilación y análisis de antecedentes

Se debe contemplar un exhaustivo análisis de la información geológico – geotécnica existente y obtenida en la fase 1. En esta etapa se debe contar con los planos en planta y perfil longitudinal de la alternativa seleccionada.

1.6.2.2. Reconocimiento de campo

Con la trayectoria definitiva en planta del eje de la vía y con los prediseños del eje en perfil se ejecuta el plan de exploración definido en la fase 1, plan que es requerido en todas y cada una de las estructuras del proyecto.

1.6.2.3. Diagnóstico geotécnico

El diagnóstico geotécnico, se debe llevar a cabo mediante métodos indirectos y de bajo costo, como los geosísmicos, una auscultación preliminar permite inferir la probable estratigrafía del corredor. Como alternativa se pueden efectuar apiques, barrenos o trincheras que comprometan los estratos superficiales de los suelos más característicos, de los que se obtienen muestras para realizar en el laboratorio ensayos de clasificación. Los parámetros geotécnicos de diseño eventualmente pueden obtenerse mediante el uso de correlaciones. Por lo general, no será necesario recurrir a ensayos de laboratorio tendientes a determinar propiedades esfuerzo – deformación de los suelos.

Con base en la información de campo e identificadas las estructuras viales, se adelantan los prediseños de la cimentación, y se determina provisionalmente el tipo de cimentación para cada estructura requerida mediante la evaluación de la capacidad portante y de la compresibilidad de los estratos que servirían como fundación de terraplenes y estructuras viales.

1.6.2.4. Informe final de la Fase 2

El informe en esta etapa debe contemplar, por lo menos, los siguientes aspectos:

- Complementación de la descripción geológica y morfológica del área obtenida en la fase 1.

- Complementación y verificación de sectores desfavorables diagnosticados en la fase 1.

- Presentación de los resultados obtenidos de la exploración superficial del suelo y elaboración del plan de exploración y ensayos que se adelantarán en la fase 3.

- Prediseños de las cimentaciones de las estructuras viales.

1.6.3. Fase 3. Diseños definitivos

En esta fase se realiza el estudio detallado del proyecto a partir de los diseños aprobados en la fase anterior. El objetivo de esta fase es la elaboración de los diseños definitivos, que una vez aprobados por la entidad contratante, serán empleados en la construcción de la obra.

En cuanto a la evaluación geotécnica a lo largo del eje de la carretera, se requieren definir con exactitud el perfil estratigráfico y las características físicas, mecánicas, hidráulicas y eventualmente las químicas de los materiales. Esto Implica necesariamente la ejecución de perforaciones, sondeos, ensayos *in situ* y toma de muestras para ensayos de laboratorio. La finalidad de esta etapa es lograr una comprensión a fondo de la geología y la geotecnia del sitio y sus alrededores.

1.6.3.1. Recopilación y análisis de antecedentes

La información preliminar que debe recopilarse hace referencia a topografía y diseño geométrico, geología, hidráulica, hidrología, estructuras, planos, estudio de impacto ambiental y todo lo que se considere se debe incluir, como estudios anteriores, etc.

1.6.3.2. Trabajos de campo

Incluye todo lo relacionado con la inspección del eje de la alternativa elegida y la ejecución del plan de exploración definido en la fase 2, que se requiere en todas y cada una de las estructuras del proyecto.

En el caso de puentes, la definición de la ubicación de los sitios de exploración debe hacerse de manera conjunta con el desarrollo del estudio geológico.

Con apoyo en la visita de campo y con la información disponible, se hace una descripción general del proyecto desde el punto de vista geométrico, y morfológico, incluyendo requerimientos estructurales de cada una de las estructuras proyectadas.

Los trabajos de campo permiten el reconocimiento de las rocas y de los suelos, para lo cual el Capítulo 4 de este Manual, sirve como guía y permite orientar la siguiente información requerida:

En el caso de las rocas se pretende precisar su origen, el tipo y estructuras principales que contienen. Las rocas serán descritas basándose en su litología y condiciones geotécnicas. Se privilegia el aspecto de análisis geotécnico y estructural, como modo de definir las características propias de los materiales que deben ser removidos así como su capacidad de soporte.

Se indican además las principales estructuras que pueden corresponder a fallas mayores o a sistemas de diaclasas. En el caso específico de las fallas se procede a indicar espesor, relleno y disposición espacial.

Las estructuras menores, del tipo diaclasas, se representan en redes tipo Schmidt con el objeto de establecer la estabilidad de cortes frente a la posibilidad de generación de cuñas que puedan deslizar. El sistema descrito

permite conocer sectores que requieren soporte especial, o alternativamente, cortes con diseño más tendido, o lo contrario.

Se describe el grado de alteración, siendo éste uno de los factores de mayor influencia en la calidad de la roca.

En el caso de los suelos, se reconocen las diferentes unidades de suelos, se definen sus diferentes orígenes lo cual indica a su vez las condiciones del material. Cada unidad será identificada en cuanto a origen, espesor, características geotécnicas, aspectos hidráulicos, excavaciones, taludes de corte, etc.

El balance de estos parámetros conjuntamente con los fenómenos de la geodinámica, debe entregar soluciones de diseño estables a un costo razonable.

1.6.3.3. Estudio de suelos para el diseño de cimentaciones

Para determinar las características del subsuelo se debe tener en cuenta la descripción geológica del sitio del proyecto indicando los tipos de rocas predominantes y su disposición estructural, acompañada de los ensayos de laboratorio para la caracterización física, mecánica e hidráulica del suelo y de la roca; se debe indicar además la presencia o no del nivel de agua freática.

1.6.3.4. Análisis geotécnico para cimentaciones

Con los resultados de la exploración del suelo, se efectúa un(los) perfil(es) estratigráfico(s) en cada estructura, el(los) que servirá(n) de base para acometer el análisis geotécnico, en el cual se requiere evaluar diferentes alternativas, se recomienda la solución más viable, se indica el tipo y profundidad de la cimentación, previo análisis de la capacidad portante y de la deformación, al igual que las características geométricas de la cimentación, incluyendo además el análisis sísmico sobre las estructuras.

En caso de que se detecten situaciones especiales del suelo de fundación, como la presencia de suelos orgánicos, expansivos, suelos susceptibles de licuefacción o cualquier otro estado que implique inestabilidad de la estructura, se indica su ubicación y se dan recomendaciones específicas sobre el tratamiento que debe recibir este suelo en particular.

1.6.3.5. Informe final de la Fase 3

Se presentan en forma sucinta, las características físicas e hidráulicas del suelo, y los parámetros de resistencia al corte y a la deformación utilizados en el diseño al igual que los resultados alcanzados en el estudio referentes a tipo, profundidad y cota de cimentación, dimensiones y número de elementos, magnitud de la profundidad de socavación, valor de la capacidad portante y parámetros de deformación vertical y horizontal.

Se dan recomendaciones del proceso constructivo y de cualquier otro aspecto que se considere conveniente para cumplir satisfactoriamente con el objetivo del proyecto.

Se anexa la memoria de cálculos, incluyendo gráficas y toda aquella información que dé claridad al estudio, incluyendo como mínimo:

- Esquema de la localización de las perforaciones.
- Registros de perforaciones debidamente referenciados en cuanto a cotas y abscisas del proyecto.
- Resultados de ensayos de laboratorio e *in situ*.
- Memorias de cálculo: Análisis de estabilidad, Diseños de obras complementarias.
- Planos topográficos, geológicos y de obras (en planta y perfil según el caso).
- Fotografías del sitio en estudio.

1.7. USO DE PROGRAMAS DE CÓMPUTO

Existen numerosos paquetes de software que proporcionan análisis rápidos y precisos de los diferentes componentes de un sistema de cimentaciones de estructuras. Para cualquiera de ellos, el diseñador deberá tener un conocimiento apropiado en relación con el manejo del respectivo programa,

con el fin de elegirlo y utilizarlo correctamente y de revisar de manera idónea los resultados de su aplicación, y extraer las conclusiones correctas.

El software que se enumera a continuación se encuentra disponible en la página de la FHWA (*Federal Highway Administration)*, el cual puede ser copiado y utilizado sin restricciones, incluyendo**,** además**,** el Manual del usuario. La dirección web en la cual se puede acceder a estos programas de computador es:

http://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/software/softwaredetail.cfm.

Al descargar el software, el usuario acepta las condiciones, responsabilidades y limitaciones, que se solicitan en la dirección mencionada.

COM624P

Analiza pilotes cargados lateralmente. El programa utiliza el método de las curvas p-y. Determina la deflexión del pilote, la rotación, momento de flexión, y fuerzas de corte, mediante un proceso iterativo el cual considera la respuesta no lineal de los suelos de fundación. Este programa utiliza el sistema operativo MS DOS.

DRIVEN

Determina la capacidad última vertical de un pilote.

Embank

Este programa calcula el asentamiento vertical, debido a las cargas del terraplén. El programa utiliza las ecuaciones presentadas por Lambe y Whitman (1969), Ladd (1973), Poulos y Davis (1974), para el caso de una carga en franja simétrica vertical. Para el incremento de los esfuerzos verticales en la base del terraplén, el programa internamente superpone una serie de diez cargas rectangulares para crear la condición de la base. Este programa utiliza el sistema operativo MS DOS.

Spile

Spile determina la capacidad última estática vertical de pilotes individuales en suelos cohesivos y no cohesivos. El programa utiliza los métodos y ecuaciones de Norlund (1963, 1979), Thurman (1964), Meyerhoff (1976), Cheney y Chassie (1982) y Tomlinson (1979, 1985). Este programa utiliza el sistema operativo MS DOS.

Además de los programas de computador descritos, la FHWA ofrece software adicional, el cual requiere de una solicitud para obtener el programa.

1.8. RESPONSABILIDAD

El presente Manual se ha preparado de la manera más cuidadosa; sin embargo, el Instituto Nacional de Vías no acepta responsabilidad por las consecuencias de cualquier inexactitud que pueda contener ni por el uso incorrecto de su contenido, como tampoco por el empleo no autorizado de programas de cómputo que se encuentren protegidos comercialmente.

La aplicación del software citado en este capítulo, es responsabilidad del usuario. Es imprescindible que el usuario conozca y entienda las limitaciones respecto de la precisión de los resultados del programa, por lo que deberá validar los resultados con otros métodos, y examinar la racionalidad de los mismos basado en sus conocimientos y experiencia.

El diseño geotécnico de los proyectos de diseño y construcción se ajustará a las secciones correspondientes de este manual. Por lo tanto, todos los diseños que se acometan para el INVIAS, bien sea dentro de los proyectos propios de la red vial nacional o como solicitud de permiso de uso de vía o cualquiera que sea la finalidad del proyecto público o privado, deben presentar un informe que contenga el estudio y diseño de la cimentación, con toda la información técnica que permita soportar los resultados y recomendaciones del diseño propuesto, de acuerdo con lo dispuesto en el Capítulo 6 de este Manual.

En el caso concreto de los proyectos viales se debe elaborar un informe geotécnico de cada uno de los puentes, muros de contención, terraplenes, alcantarillas y otras estructuras que requieran cimentación.

Si bien es frecuente el uso de herramientas computacionales para los diseños geotécnicos, dentro del informe se debe indicar con claridad los datos de entrada que fueron utilizados y las condiciones en las que se efectuó el análisis.

No obstante lo anterior, y considerando que el Manual no riñe con los términos de referencia de cada proyecto en lo referente al Anexo técnico, estos últimos no pierden su carácter contractual.

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

FHWA, FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. 2006. *Soils and Foundations: Reference Manual. National Highway Institute. NHI Course No. 132012.* Washington D.C. : s.n., 2006. Vol. 1. Publication No. FHWA NHI-06-088.

ICONTEC, INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TÉCNICAS. 2004. *Metrología, Sistema Internacional de Unidades: NTC 1000.* Bogotá : s.n., 2004.

INVIAS, INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. 28 de febrero de 2006. *Acuerdo No. 5 del Consejo Directivo del Instituto Nacional de Vías, Artículos 3° y 4°.* Bogotá D.C. : s.n., 28 de febrero de 2006.

—. 2011. *Guía de manejo ambiental de proyectos de infraestructura, subsector vial.* Bogotá : s.n., 2011.

—. 2008. *Manual de Diseño Geométrico de Carreteras.* Bogotá : s.n., 2008.

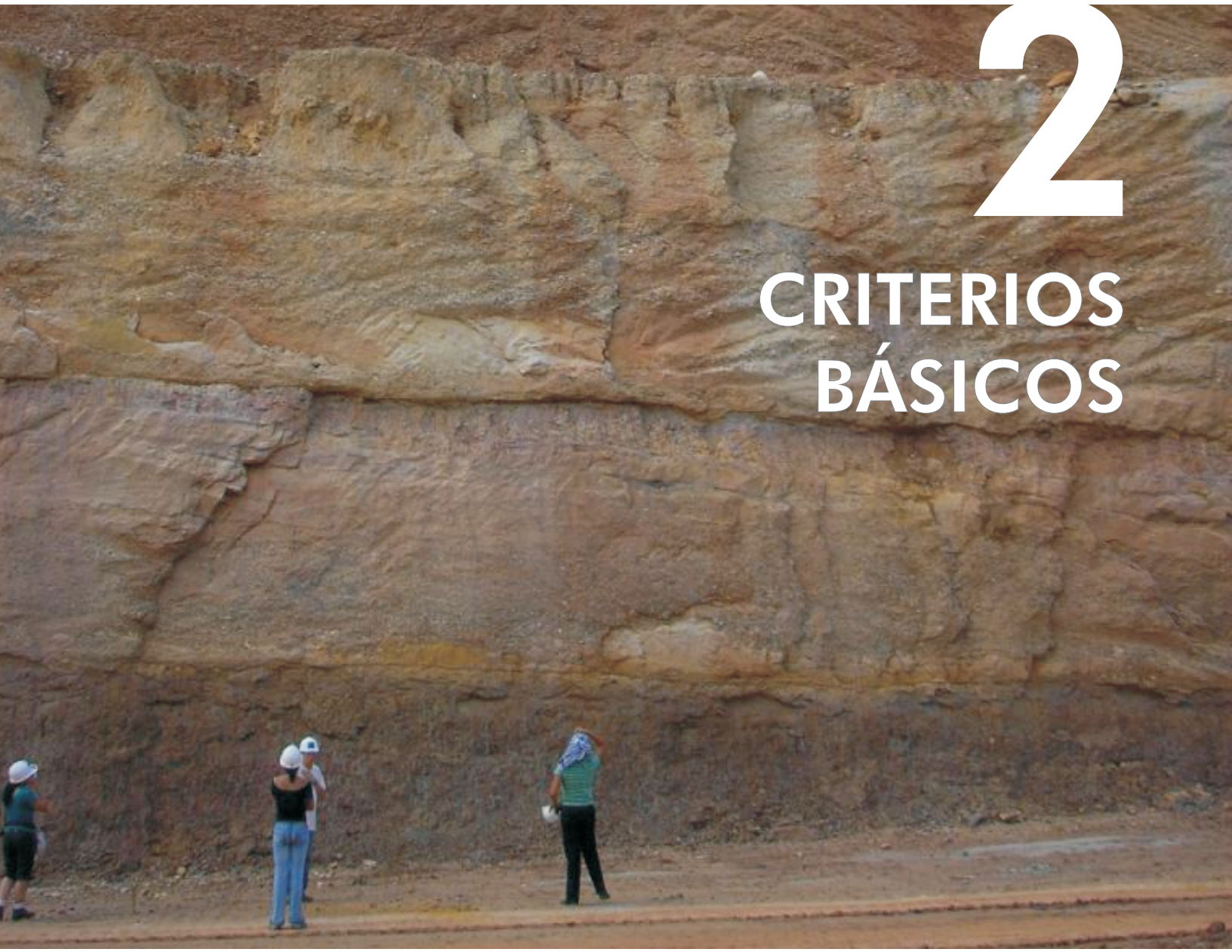
—. 2009. *Manual de Drenaje para carreteras.* Bogotá : s.n., 2009.

—. 2011. *Términos de referencia para estudios de Fase 1 y Fase 3.* Bogotá D.C. : s.n., 2011.

MOP-CHILE, DIRECCIÓN DE VIALIDAD, MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS CHILE. 2010. *Manual de Carreteras: Instrucciones y Criterios de Diseño.* Santiago : s.n., 2010. Vol. 3.

MOPT, MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTE - MISIÓN FRANCESA INGEROUTE. 1973. *Metodología de la Fase 1 de estudios de factibilidad de carreteras.* Bogotá : s.n., 1973.

—. 1973. *Metodología de la Fase 2 de estudios de factibilidad de carreteras.* Bogotá D.C. : s.n., 1973.



2
CRITERIOS BÁSICOS

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 2. CRITERIOS BÁSICOS 2-1
2.1. ESTADOS LÍMITE 2-1
2.1.1. Estados límite de resistencia o últimos 2-1
2.1.2. Estados límite de servicio 2-2
2.1.3. Estados límite de eventos extremos 2-2
2.1.4. Estados límite para cimentaciones, terraplenes y estructuras de contención 2-2
2.2. MÉTODO DE DISEÑO 2-4
2.2.1. Métodos determinísticos 2-4
2.2.2. Métodos Probabilísticos 2-5
2.2.2.1. Método LRFD (*Load and Resistance Factor Design*) 2-5
2.2.2.1.1. Filosofía del método LRFD 2-6
2.2.2.1.2. Implementación del método LRFD 2-8
2.3. EVALUACIÓN DE LAS CARGAS DE DISEÑO 2-8
2.3.1. Tipos de cargas 2-9
2.3.2. Combinación de cargas para los estados límite 2-11
2.3.3. Combinación de cargas y factores de carga 2-12
2.4. DISEÑO Y ANÁLISIS GEOTÉCNICO CON EL MÉTODO LRFD 2-16
2.4.1. Cimentaciones para puentes 2-16
2.4.2. Terraplenes 2-17
2.4.3. Estructuras de retención 2-17
2.5. FACTORES DE SEGURIDAD 2-18
2.5.1. Factor de seguridad único o global 2-19
2.5.2. Factor de seguridad global frente a la capacidad de carga 2-20
BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA 2-22

CAPÍTULO 2. CRITERIOS BÁSICOS

Este capítulo reúne los criterios de diseño que permitan comprobar la seguridad de una cimentación con base en el método de los estados límite, de tal forma que se logren evaluar las situaciones no deseadas que se presenten durante la construcción y vida útil de una estructura y por tanto deban evitarse.

2.1. ESTADOS LÍMITE

El **método de los estados límite** es un enfoque de seguridad que consiste en enumerar e incorporar en los análisis, una serie de condiciones críticas cuantificables mediante una magnitud tal que, de ser superada, haría que la estructura dejara de ser apta para su uso.

La AASHTO define los siguientes estados límite utilizados para diseño:

- Estados límite último o de resistencia.
- Estados límite de servicio.
- Estado límite de eventos extremos.
- Estado límite de fatiga.

En este capítulo se hará referencia a los estados límite último o de resistencia, al estado límite de servicio y al estado limite en eventos extremos. Según el *Geotechnical Design Manual* del (SCDOT, 2010), el estado límite de fatiga es el único estado limite que no es de uso en los análisis y diseños geotécnicos.

2.1.1. Estados límite de resistencia o últimos

La ocurrencia del estado límite último o de resistencia está relacionada la mayoría de las veces con las características del terreno o la estructura, ya que al ser superado el estado límite, la estructura completa o una parte de ella pueden colapsar.

Dentro de los análisis que incorporan la ocurrencia del estado límite de resistencia en geotecnia, se incluyen ejemplos: la falla por capacidad de carga

del terreno, el deslizamiento de la base del elemento de cimentación, y el volcamiento.

2.1.2. Estados límite de servicio

El estado límite de servicio está asociado con la pérdida de funcionalidad de la estructura, pero sin riesgo inminente a corto plazo, tal es el caso de los asentamientos verticales y movimientos horizontales de la cimentación o de la estabilidad global en un talud.

2.1.3. Estados límite de eventos extremos

El estado límite de eventos extremos considera una combinación de cargas que representen unas condiciones poco frecuentes en un diseño, como es el caso de los eventos sísmicos e impacto de vehículos, entre otros. Como la probabilidad que ese evento ocurra durante la vida de la estructura es relativamente baja, el margen de seguridad que se requiere también lo es.

2.1.4. Estados límite para cimentaciones, terraplenes y estructuras de contención

En las Tablas 2.1 y 2.2 se consignan los estados límite que se deben considerar para cimentaciones superficiales y profundas respectivamente, lo cuales resultas aplicables para las fundaciones de estructuras viales como el caso de los puentes.

Tabla 2.1. Estados límite para cimentaciones superficiales (SCDOT, 2010)

CARACTERÍSTICA LÍMITE	ESTADO LÍMITE		
	ÚLTIMO O DE RESISTENCIA	SERVICIO	EVENTO EXTREMO
Capacidad de carga del suelo	✓		✓
Resistencia al deslizamiento	✓		✓
Resistencia pasiva al deslizamiento	✓		✓
Capacidad estructural	✓		✓
Desplazamiento lateral		✓	✓
Asentamiento vertical		✓	✓

Tabla 2.2. Estados límite para cimentaciones profundas (SCDOT, 2010)

CARACTERÍSTICA LÍMITE	ESTADO LÍMITE		
	ÚLTIMO O DE RESISTENCIA	SERVICIO	EVENTO EXTREMO
Carga axial de compresión	✓		✓
Carga axial de levantamiento	✓		✓
Capacidad estructural	✓		✓
Desplazamiento lateral		✓	✓
Asentamiento		✓	✓

En el caso del diseño de terraplenes las características límite se proponen en la siguiente tabla.

Tabla 2.3. Estados límite para terraplenes (SCDOT, 2010)

CARACTERÍSTICA LÍMITE	ESTADO LÍMITE		
	ÚLTIMO	SERVICIO	EVENTO EXTREMO
Capacidad portante del suelo	✓		✓
Ensanchamiento lateral	✓		✓
Presión lateral	✓		✓
Desplazamiento lateral		✓	✓
Asentamiento vertical		✓	✓
Estabilidad global		✓	✓

Para estructuras de contención en la Tabla 2.4 se plantean las características límite.

Tabla 2.4. Estados límite para estructuras de contención (SCDOT, 2010)

CARACTERÍSTICA LÍMITE	ESTADO LÍMITE		
	ÚLTIMO	SERVICIO	EVENTO EXTREMO
Capacidad portante del suelo	✓		✓
Resistencia al deslizamiento	✓		✓
Resistencia pasiva al deslizamiento	✓		✓
Capacidad estructural	✓		✓
Análisis de carga lateral		✓	✓
Asentamiento		✓	✓
Estabilidad global		✓	✓

2.2. MÉTODO DE DISEÑO

Los métodos para análisis y diseños de la ingeniería se dividen en determinísticos y probabilísticos.

2.2.1. Métodos determinísticos

Entre los métodos determinísticos está el método de esfuerzos de trabajo o esfuerzos admisibles (ASD), en el cual se calculan los esfuerzos elásticamente, actuantes o de trabajo, los cuales no deben exceder un valor límite especificado, utilizando un factor de seguridad que reduce los esfuerzos de trabajo.

Tradicionalmente, los diseños en ingeniería geotécnica se han basado en el diseño de esfuerzos ASD, cuya metodología se basa en limitar los esfuerzos inducidos por las cargas aplicadas, de tal forma que no excedan la resistencia del material. Estos esfuerzos admisibles se obtienen dividiendo la resistencia última del material por un factor de seguridad, utilizado la mayoría de las veces para considerar las incertidumbres.

Sin embargo, el factor de seguridad no considera en forma apropiada la variabilidad asociada que se requiere para predecir con precisión las cargas

muertas, las cargas vivas, las cargas de viento, las cargas de sismo y de otros niveles de incertidumbre relacionados con la metodología de diseño, así como las propiedades de los materiales, la variabilidad del sitio, la representatividad de los materiales hallados en las perforaciones y/o exploraciones de investigación del subsuelo, y el muestreo del material, entre otros.

Por esta razón, la asignación del factor de seguridad tradicionalmente se ha basado en la experiencia y buen juicio, lo cual no permite aplicar un método racional de asignación del riesgo; por tanto, se requiere incorporar en el estado del arte de las metodologías de análisis y diseño, factores de carga y resistencia basados en el conocimiento de la variabilidad de las cargas aplicadas y en las propiedades de los materiales.

2.2.2. Métodos Probabilísticos

En cuanto a los métodos probabilísticos, se encuentra el método de la rotura o de resistencia última, en el cual se llevan los esfuerzos hasta la falla o rotura y se trabaja con cargas últimas o factoradas (cargas reales afectadas por un factor de mayoración). En los métodos probabilísticos se considera el método de los estados límite (Arnalh 1985), estableciendo que la probabilidad de falla para ciertos estados limite se encuentre dentro de valores aceptables; este método considera el efecto probabilístico tanto de las cargas como de las propiedades de los materiales, y por tanto, trabaja factorando las cargas y reduciendo las resistencias.

Lo anterior requiere de un procedimiento operativo, que trate de precisar la incertidumbre en las cargas y de los parámetros geotécnicos, e incorpore coeficientes de seguridad parciales, como en el método LRFD *(Load and Resistence Factor Design*), que se explica enseguida.

2.2.2.1. Método LRFD (Load and Resistance Factor Design)

En el método LRFD las cargas se multiplican por factores de carga para mayorarlas y la resistencia del suelo se multiplica por factores de resistencia para reducirlas. Expresado de otra manera, las cargas aplicables en el diseño se aumentan y las resistencias de diseño se disminuyen, lo cual se implementa al multiplicar en el primer caso por factores mayores y en el segundo evento por factores menores que la unidad, respectivamente.

A partir del método de rotura, surgen otros métodos, como el LFD (*Load Factor Design*), que serán los pasos intermedios en el desarrollo del método de diseño de factores de carga y resistencia LRFD.

El método LRFD se ha utilizado para verificar los estados límite últimos, de servicio y de eventos extremos de las estructuras, para que satisfaga los requisitos mínimos de seguridad, de servicio y de operación exigidos; para ello, deberá verificarse el proyecto en todas las condiciones y/o modos de falla que puedan presentarse en cada estado límite y evaluar la probabilidad de ocurrencia de cada uno de ellos y la probabilidad conjunta, de forma que no se superen los valores recomendados.

En este método las fundaciones se dimensionan de modo que las cargas de diseño mayoradas, sean menores o iguales que las resistencias minoradas del suelo de cimentación, aclarando que, desde el punto de vista geotécnico, la determinación de la resistencia y de la deformación de los geomateriales no cambia, la única diferencia entre los dos métodos (determinístico y probabilístico) es la forma en que se consideran en el diseño las incertidumbres en las cargas y resistencias.

2.2.2.1.1. Filosofía del método LRFD

La mayoría de los métodos de diseño en ingeniería respecto del diseño estructural o geotécnico consideran que cuando cierta carga Q es colocada, hay suficiente resistencia R, para asegurar que el criterio de comportamiento establecido no será excedido, lo cual se representa mediante la siguiente ecuación:

$$\text{Carga } Q < \text{ Resistencia } R \qquad [2.1]$$

Todos los elementos ya fueron definidos.

Comparando, el método de diseño de esfuerzos admisibles o esfuerzos de trabajo (ASD) con el método de LRFD (*Load and Resistence Factor Design*), se pueden plantear las características que atañen a cada uno de ellos así:

- Método ASD

$$\sum Q_i \leq \frac{R_n}{FS} \qquad [2.2]$$

Donde: Q_i: Carga nominal.

R_n: Resistencia nominal (Resistencia última).

FS: Factor de seguridad.

El método no considera adecuadamente la variabilidad de las cargas y la resistencia, ni plantea una selección objetiva del factor de seguridad.

- Método LFRD

La metodología de diseño LRFD, mitiga las incertidumbres mediante la aplicación de factores de carga individuales (γi) y modificadores de carga (ηi) para cada tipo de carga (Qi), asi como un factor de resistencia (ϕ), que se aplica a la resistencia nominal (Rn). La suma de las cargas (Q) colocadas sobre una estructura, no debe exceder la resistencia (Rr), con el fin que la estructura tenga un comportamiento satisfactorio, tal y como se ilustra en la ecuación 2.3.

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \qquad [2.3]$$

Donde: Q: Carga mayorada total.

Qi: Solicitaciones de las cargas.

η_i: Modificador de carga.

γ_i: Factor de carga.

R_r: Resistencia de diseño factorada.

R_n: Resistencia nominal (Resistencia última).

ϕ: Factor de Resistencia.

La ecuación 2.3 es aplicable a más de una combinación de cargas, de acuerdo con la condición de estados límite que se defina.

El método requiere de la disponibilidad de datos estadísticos de algoritmos de diseño probabilísticos, puesto que las cargas y resistencias se modelan con base en una función de densidad probabilística normal o lognormal y los factores de resistencia varían con el método de diseño.

2.2.2.1.2. Implementación del método LRFD

La implementación de este método requiere la calibración de las condiciones locales. Para que el LRFD logre ser aceptado en el campo de la ingeniería geotécnica se necesita un marco que permita evaluar los factores de resistencia de forma objetiva, basado en el análisis de confiabilidad.

Sin embargo en este Manual se adoptaran las recomendaciones de la *Federal Highway Administration* – FHWA y de la *American Association of State Highway and Transportation Officials* - AASHTO, en cuanto al diseño con el método LFRD, más aún, cuando el Código de Diseño Sísmico de Puentes de 1995, en el numeral A.1.1.3 – Uso de AASHTO LRFD, plantea la necesidad de preparar la norma LRFD colombiana.

La implementación del método LRFD requiere de nuevos procedimientos de investigación del subsuelo, equipos de laboratorio, de ensayos de campo y pruebas de carga a escala real, tal que se consolide una base de datos que permita implementarlo.

2.3. EVALUACIÓN DE LAS CARGAS DE DISEÑO

En los proyectos de puentes, en el caso del método de diseño de Esfuerzos admisibles o Esfuerzos de trabajo (ASD), las cargas y combinación de cargas, y los factores de carga, serán las recomendadas por el Código Colombiano de Diseño sísmico de puentes de 1995- CCDSP.

Para el método de diseño LRFD y siguiendo las consideraciones del CCDSP-95, en el capítulo A-1 Requisitos Generales, con el fin de mejorar la precisión de los resultados y como transición al método de diseño LRFD, el Código recomienda utilizar el documento LRFD *BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS* de la *American Association of State Highway and Transportation Officials*

(AASHTO), cuya más reciente versión es la referencia dentro este Manual, para el diseño de fundaciones superficiales y profundas.

Para las demás estructuras viales referentes a estructuras de contención y/o retención, pasos inferiores, obras de drenaje, terraplenes, excavaciones, postes para señalización y túneles, se toman varias referencias de las publicaciones de ingeniería geotécnica de la *Federal Highway Administration (*FHWA) y sus diferentes Departamentos de transporte DOT.

2.3.1. Tipos de cargas

En su documento LRFD *BRIDGE DESIGN SPECIFICATION*, la AASHTO clasifica las cargas como permanentes y transitorias; las cargas permanentes son aquellas que actúan en todo momento y duran toda la vida útil de la estructura, comprenden el peso propio de la estructura y lo hacen con intensidad constante y ubicación fija. La Tabla 2.5 contiene un listado de cargas permanentes:

Tabla 2.5. Definición de las cargas permanentes (AASHTO, 2004)

DESIGNACIÓN AASHTO	DEFINICIÓN
DC	Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.
DD	Carga de arrastre descendente
DW	Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.
EH	Carga debida a la presión horizontal del suelo.
EL	Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado.
EV	Presión vertical del peso propio del suelo de relleno
EH	Carga debida a la sobrecarga del suelo

Las cargas transitorias pueden estar presentes en cortos periodos de tiempo y pueden cambiar de dirección y de magnitud durante la vida útil de la estructura. A continuación se presenta un listado de dichas cargas:

Tabla 2.6. Definición de las cargas transitorias (SCDOT, 2010)

DESIGNACIÓN AASHTO	DEFINICIÓN
BR	Fuerza de frenado de los vehículos
CE	Fuerza centrífuga de los vehículos
CR	Deslizamiento
CT	Fuerza de colisión vehicular
CV	Fuerza de colisión de embarcaciones
EQ	Terremoto
FR	Fricción
IC	Carga de hielo
IM	Tolerancia de carga dinámica vehicular
LL	Carga viva vehicular
LS	Sobrecarga de carga viva
PL	Carga viva peatonal
SE	Asentamiento
SH	Retracción del fraguado
TG	Gradiente de temperatura
TU	Temperatura uniforme
WA	Carga hidráulica y presión de la corriente
WL	Viento sobre una carga viva
WS	Carga del viento sobre la estructura

2.3.2. Combinación de cargas para los estados límite

Esta descripción de combinación de cargas es de uso en la ingeniería geotécnica, puesto que la mayoría de los diseños de infraestructura se encuentran en los estados limite de resistencia I y de servicio I (ver tabla 2.7). Estos estados límite son, por lo general, similares a los que se evalúan en la capacidad de carga y de deformación del método de diseño ASD.

En la Tabla 2.7 se enumeran las combinaciones de carga para las consideraciones de los estados límite.

Tabla 2.7. Combinación de cargas en el estado límite (SCDOT, 2010)

ESTADO LIMITE	CONSIDERACIONES DE COMBINACIÓN DE CARGAS
Resistencia I	Combinación de cargas básicas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.
Resistencia II	Combinación de cargas relativas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseños especiales especificados por el Propietario, y/o evaluación de vehículos autorizados sin viento
Resistencia III	Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.
Resistencia IV	Combinación de cargas que representa los efectos del cociente de una gran carga muerta y una fuerza debida a una carga viva
Resistencia V	Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.
Evento extremo I	Combinación de cargas que incluye terremoto.

ESTADO LIMITE	CONSIDERACIONES DE COMBINACIÓN DE CARGAS
Evento extremo II	Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con cargas vivas reducidas, además de aquellas que forman parte de la carga de colisión vehicular.
Servicio I	Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas con sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, láminas de blindaje de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de concreto reforzado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.
Servicio II	Combinación de cargas cuya intención es controlar la deformación de las estructuras de acero y el desplazamiento crítico debido a la carga viva vehicular.
Servicio III	Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tensión en estructuras de concreto pretensado, cuyo objetivo es controlar grietas.
Servicio I V	Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tensión en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar grietas.

2.3.3. Combinación de cargas y factores de carga

Los factores de carga varían para los diferentes tipos de carga y estados límite, éstos reflejan la confiabilidad con la cual la carga puede ser estimada o la importancia de cada categoría de carga para un estado límite particular. La

Tabla 2.8 contiene los factores de carga para determinada combinación de cargas, los cuales aplican para estructuras geotécnicas. En el caso de puentes, se deberán evaluar las combinaciones de carga y los factores de carga.

Los factores de carga se aplican únicamente a estructuras geotécnicas. Para puentes y estructuras viales, el diseñador de estructuras tiene la responsabilidad de evaluar la combinación de cargas y los factores de carga, así como de proporcionar las cargas al ingeniero geotecnista para éste las considere en sus análisis.

Según la ASSHTO, los factores de carga para diferentes cargas que contienen una combinación de cargas de diseño, se deben tomar como se especifica en la siguiente Tabla.

Tabla 2.8. Combinación de cargas y Factores de Carga (AASHTO, 2004)

COMBINACIÓN DE CARGA / **ESTADO LIMITE**	**DC DD DW EH EV ES**	**LL IM CE BR PL LS**	**WA**	**WS**	**WL**	**FR**	**TU CR SH**	**TG**	**SE**	**USAR SOLO UNO POR VEZ**			
										EQ	**IC**	**CT**	**CV**
Resistencia I	γ_p	1,75	1,0	-	-	1,0	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1,35	1,0	-	-	1,0	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1,0	1,4	-	1,0	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Resistencia IV Solamente EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,0	-	-	1,0	0,5/1,2	-		-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1,35	1,0	0,4	1,0	1,0	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Evento extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1,0	-	-	1,0	-	-	-	1,0	-	-	-
Evento extremo II	γ_p	0,50	1,0	-	1,0	1,0	-	-	-	-	1,0	1,0	1,0
Servicio I	1,0	1,0	1,0	0,3	-	1,0	1,0/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Servicio II	1,0	1,3	1,0	-	-	1,0	1,0/1,2	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1,0	0,8	1,0	-	-	1,0	1,0/1,2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Servicio IV	1,0	-	1,0	0,7	-	1,0	1,0/1,2	-	1,0	-	-	-	-
Fatiga Solamente LL, IM, y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Los factores de carga para gradiente de temperatura (γ_{TG}), y asentamiento (γ_{SE}), se deberán adoptar con base en las características específicas de cada proyecto.

El factor de carga para el gradiente de temperatura (γ_{TG}), se podrá seleccionar de las especificaciones AASHTO, previa justificación y validez del valor a utilizar. No obstante, si no hay información específica del proyecto, en la Tabla 2.9 se indican los factores de carga (γ_{TG}) que se pueden tomar.

Tabla 2.9. Factor de carga para gradiente de temperatura (γ_{TG}) (AASHTO, 2004)

ESTADO LÍMITE	FACTOR DE CARGA
Resistencia y evento extremo	0,0
Servicio cuando no se considera la sobrecarga	1,0
Servicio cuando se considera la sobrecarga	0,5

El factor de carga para asentamiento (γ_{SE}), se puede tomar como 1.0.

Las Tablas 2.10 y 2.11, muestran los valores de los factores de carga para las cargas permanentes (γ_p) y los factores de carga para carga de sismo (γ_{EQ}).

La AASHTO requiere que ciertas cargas permanentes y transitorias sean factoradas mediante la utilización de factores de carga máximos y mínimos, como se muestra en la Tabla 2.10.

El concepto de utilizar factores de carga máximos y mínimos en geotecnia está asociado con el uso de esos factores de carga para lograr una combinación de cargas tal que las fuerzas actuantes sean mayores que las fuerzas resistentes.

Los factores de carga para sismo (γ_{EQ}), se utilizan para la combinación de carga de Evento Extremo I, las combinaciones de carga pueden ser factoradas utilizando factores de carga máximos y mínimos, como se ilustra en la Tabla 2.11. Estos factores sirven de guía en el diseño de estructuras geotécnicas.

Tabla 2.10. Factores de Carga para cargas permanentes, γ_p (SCDOT, 2010)

TIPO DE CARGA		FACTOR DE CARGA	
		MÁXIMO	MÍNIMO
DC: Componentes y accesorios		1,25	0,90
DC: Resistencia IV solamente		1,50	0,90
DD: Carga de arrastre descendente en fundaciones profundas	Pilotes hincados (método de Tomlinson – α)	1,40	0,25
	Pilotes hincados (método – λ)	1,05	0,30
	Pilotes prebarrenados (método de O´Neil y Reese 1999)	1,25	0,35
DW: Superficies de rodamiento y servicios públicos (instalaciones eléctricas, hidráulicas)		1,50	0,65
EH: presión horizontal del suelo	Activa	1,50	0,90
	En reposo	1,35	0,90
	Presión de tierra aparente para muros anclados	1,35	N/A
EL: Esfuerzos residuales de montaje		1,00	1,00
EV: Presión vertical de tierras	Estabilidad global	1,00	N/A
	Estructuras de retención y pilas	1,35	1,00
	Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
	Marcos rígidos	1,35	0,90
	Estructura flexible enterrada como alcantarillas metálicas	1,95	0,90
	Estructura flexible como box culvert metálico	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de tierra		1,50	0,75

Tabla 2.11. Factores de Carga para sismo γ_{EQ} (SCDOT, 2010)

TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA	
	MÁXIMO	MÍNIMO
LL: Carga viva	0,50	0,00
IM: Impacto	-	-
CE: Fuerza centrífuga vehicular	-	-
BR: Fuerza vehicular de frenado	-	-
PL: Carga viva peatonal	0,50	0,00
LS: Sobrecarga de carga viva	0,50	0,00

2.4. DISEÑO Y ANÁLISIS GEOTÉCNICO CON EL MÉTODO LRFD

Los estados límite que se seleccionan para los análisis y diseños geotécnicos dependen de las características y de las probabilidades de las condiciones de carga.

En las Tablas 2.1, 2.2, 2.3, y 2.4 se presentan criterios para seleccionar los estados límite para los análisis geotécnicos de cimentaciones para puentes, estructuras de contención y terraplenes.

2.4.1. Cimentaciones para puentes

Para el diseño de fundaciones que soportan pilas o estribos de puentes, se aplican todas las condiciones de carga de los estados límite. El estado límite de resistencia o última, es utilizado para evaluar la condición de colapso parcial o total. El estado límite de resistencia es típicamente evaluado en términos de falla por esfuerzos de corte o compresión.

El estado límite correspondiente al Evento Extremo I, es empleado para evaluar las cargas sísmicas y sus efectos en el puente; puede controlar el diseño de cimentaciones en sitios de actividad sísmica. El estado límite de Evento Extremo II se considera para la evaluación del choque de

embarcaciones y de vehículos sobre la estructura del puente; puede controlar el diseño de cimentaciones de pilas que están expuestas a dichos impactos.

El estado límite de servicio es generalmente evaluado en términos de deformación excesiva, desplazamientos laterales o rotación. Los estados límite de servicio II y III se aplican para evaluar específicamente las componentes estructurales críticas y no son generalmente aplicables al diseño de cimentaciones. Con respecto a la deformación (deflexión horizontal o asentamiento), el estado límite de servicio I o el de evento extremo pueden controlar el diseño.

2.4.2. Terraplenes

Las cargas que predominantemente influyen en la estabilidad de los terraplenes son las cargas muertas. La combinación de cargas del estado límite de resistencia I controla la evaluación de la capacidad de carga del suelo y de la estabilidad. Los estados límite de servicio I y de evento extremo, pueden controlar la deformación y la estabilidad global en el diseño del terraplén.

Cuando se analiza el terraplén con respecto a las cargas sísmicas, se puede aplicar el estado límite de evento extremo I; éste puede controlar el diseño en zonas de actividad sísmica.

2.4.3. Estructuras de retención

Las cargas predominantes en las estructuras de retención son las cargas muertas, la presión de tierra y la sobrecarga de carga viva. Las combinaciones de carga de los estados limite de resistencia I y IV tienen los valores más altos de factores de carga para carga muerta y para presión de tierras y, por tanto, el diseño está controlado por el estado límite de resistencia.

El estado límite de resistencia es evaluado mediante la capacidad de carga, el deslizamiento y el volcamiento. Los estados límite de servicio I y de eventos extremos, pueden controlar los límites de deformación en las estructuras de contención.

Cuando se evalúa una estructura de contención con respecto a las cargas sísmicas, se puede utilizar el estado límite del evento extremo I, éste puede controlar el diseño en áreas de actividad sísmica.

2.5. FACTORES DE SEGURIDAD

Según González (2006), los materiales sólidos fallan debido únicamente a dos tipos de esfuerzo: de tracción y cortante, entonces, dado que los geomateriales tienen baja resistencia a la tracción, el parámetro responsable de la rotura o falla es el esfuerzo cortante y, en consecuencia, en geotecnia el factor de seguridad básico o directo FSB viene definido como la relación entre esfuerzo cortante último resistente o esfuerzo cortante a la falla τ_F y el esfuerzo cortante actuante τ_A.

$$FSB = \frac{\tau_F}{\tau_A} \qquad [2.4]$$

Todos los elementos de esta ecuación ya fueron definidos.

Entonces, el esfuerzo cortante actuante τ_A, es igual al esfuerzo cortante de trabajo o de diseño τ_D y está dado por:

$$\tau_A = \tau_D = \frac{c' + \sigma' \tan \emptyset}{FSB} \qquad [2.5]$$

Todos los elementos que concurren en la igualdad ya fueron definidos

En el caso de cimentaciones superficiales y en capacidad de punta de pilotes, para la capacidad portante q en términos de esfuerzo normal y Q en términos de fuerza (GONZÁLEZ, 2006).

$$F_{sq} = \frac{q_{ult}}{q_{trab}} = \frac{Q_{ult}}{Q_{trab}} \qquad [2.6]$$

Donde: q_{ult}: Capacidad de carga última (esfuerzo).

q_{trab}: Esfuerzo normal que actúa sobre el terreno.

Q_{ult}: Capacidad de carga última (Fuerza).

Q_{trab}: Cargas o acciones que actúan sobre el terreno.

El valor del coeficiente normalmente usado como F_{sq} > 2.0 a 3.0.

2.5.1. Factor de seguridad único o global

En estructuras, el proyecto habitual se realiza mediante el método de los coeficientes de seguridad parciales que requiere la utilización de coeficientes que mayoran las acciones y minoran las resistencias.

Para proyectos geotécnicos en la actualidad no existe experiencia suficiente acerca de los valores de los coeficientes de seguridad parciales que han de utilizarse en cada caso.

Por ello, es usual emplear un coeficiente de seguridad único o global, que envuelve en un solo número la imprecisión que ha de considerarse tanto en las acciones como en las resistencias, en los modelos de cálculo o debida a cualquier otra causa de incertidumbre.

La seguridad será suficiente cuando dicho coeficiente supera el valor establecido. El coeficiente de seguridad así definido es una medida indirecta de la fiabilidad de la cimentación frente a un modo de fallo concreto y se calcula mediante un procedimiento específico que debe quedar definido sin ambigüedad.

El coeficiente de seguridad siempre debe ir asociado a un modo de fallo, a una situación de proyecto concreta, a un método de cálculo específico y a una combinación de acciones o cargas determinada.

Como se ha comentado, el procedimiento operativo habitual en el campo geotécnico trata la incertidumbre en el conocimiento de las acciones por una parte al definir sus valores representativos. Por otra parte la incertidumbre en los parámetros geotécnicos se suele abordar mediante una elección prudente del valor de cálculo. De igual manera, ambos se controlan a través del coeficiente de seguridad global.

En suma, y a modo de conclusión, se puede afirmar que los métodos de coeficientes de seguridad parciales se encuentran de momento poco contrastados en los cálculos geotécnicos. Pueden conducir a situaciones poco realistas y por ello se debe iniciar su implantación con cierta prudencia y compararse siempre con los resultados obtenidos a través de los métodos de coeficientes globales tradicionales.

El Ingeniero puede tomar sus decisiones de proyecto mediante procedimientos diferentes a los que se presentan en este Manual. En cualquier caso la decisión que se adopte debe ser lo suficientemente segura.

2.5.2. Factor de seguridad global frente a la capacidad de carga

Después de calcular las cargas o solicitaciones que actúan sobre el terreno y la capacidad de carga última, se calcula el factor de seguridad mediante la expresión 2.6.

En el tema del diseño de puentes, se deben seguir los lineamientos del Capítulo A.6 – Fundaciones, del CCDSP, como lo expresa el numeral A.6.4.7.1.2 para cimentaciones superficiales sobre suelos y el numeral A.6.4.8.1.3 para cimentaciones superficiales sobre rocas. De igual forma, cuando se trata de cimentaciones profundas, el CCDSP en su numeral A.6.5.6.2 recomienda el factor de seguridad a utilizar en el caso de pilotes hincados y en el numeral A.6.6.5.4 en el caso de pilotes prebarrenados, además de otras recomendaciones de seguridad que brinda el Código.

Adicional a lo anterior, para dar mayor amplitud al tema y a manera de orientación a continuación se expone lo planteado por la Guía de cimentaciones en obras de carretera (MINFOMENTO, 2004), en la cual recomiendan factores de seguridad mínimos para diferentes combinaciones de carga.

Siguiendo con las recomendaciones de la Guía, para cimentaciones superficiales la seguridad frente a la falla por capacidad de carga se considera suficiente cuando se superan los valores mínimos que se recomiendan en la Tabla 2.12, aclarando que sólo se han tomado las combinaciones de carga permanente y transitoria, en concordancia con el numeral 2.3.1 de este Manual.

Tabla 2.12. Factores de seguridad mínimos para cimentaciones superficiales (MINFOMENTO, 2004)

COMBINACIÓN DE CARGAS	FACTOR DE SEGURIDAD
Permanente	≥ 3.00
Transitoria	≥ 2.20

En el caso de cimentaciones profundas, la Guía recomienda respetar, tanto para el factor de seguridad frente a la capacidad portante de grupo, como para cada pilote individual, el valor mínimo que se indica en la Tabla 2.13.

Tabla 2.13. Factores de seguridad mínimos para cimentaciones profundas (MINFOMENTO, 2004)

PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS ESTIMADO EN LA EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA	COMBINACIÓN DE CARGA	
	PERMANENTE	TRANSITORIA
Cualquier tipo de pilotaje		
Método del SPT en suelos granulares	3	2,2
Método basado en el penetrómetro estático	2,5	1,8
Método basado en los datos de penetrómetros dinámicos continuos y uso de correlaciones	3,5	2,6
Método basado en la resistencia a la compresión simple de la roca (sólo para pilotes empotrados en roca)	3	2,2
Método basado en las formulas analíticas y ensayos de laboratorio para medir el ángulo de fricción (o de laboratorio, o campo, para medir la resistencia al corte sin drenaje de arcilla)	3	2,2
Método basado en ensayos de carga	2	1,5

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

AASHTO, AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. 2004. *LRFD Bridge Design Specifications.* Washington D.C. : s.n., 2004.

GONZÁLEZ, A. J. 2006. *Factores de seguridad... Por qué tantos?* Bogotá : Escuela Colombiana de Ingeniería, 2006.

MINFOMENTO, MINISTERIO DE FOMENTO - DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS. 2004. *Guía de cimentaciones en obras de carreteras.* Madrid : s.n., 2004.

MINISTERIO DE TRANSPORTE - INVIAS. 1995. *Código Colombianos de Diseño Sísmico de Puentes.* Bogotá : s.n., 1995.

SCDOT, SOUTH CAROLINA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. 2010. *Geotechnical Design Manual.* 2010.

3

INVESTIGACIÓN DE CAMPO Y ENSAYOS

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 3. INVESTIGACIÓN DE CAMPO Y ENSAYOS 3-1
3.1. ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN 3-1
3.2. RECONOCIMIENTOS GEOTÉCNICOS DEL PROYECTO 3-3
3.2.1. Reconocimiento geológico e información previa 3-3
3.2.1.1. Descripción del lecho rocoso 3-5
3.2.1.1.1. Tipo de roca 3-5
3.2.1.1.2. Color 3-5
3.2.1.1.3. Tamaño de grano 3-6
3.2.1.1.4. Estructura natural de la roca 3-6
3.2.1.1.5. Grado de fracturamiento de la roca 3-6
3.2.1.1.6. Meteorización de la roca 3-7
3.2.1.1.7. Resistencia 3-8
3.2.1.1.8. Composición mineral 3-8
3.2.1.2. Identificación de la estratigrafía 3-8
3.2.2. Reconocimiento geotécnico e información previa 3-10
3.2.2.1. Planeación preliminar 3-11
3.2.2.1.1. Generalidades 3-11
3.2.2.1.2. Análisis de antecedentes 3-11
3.2.2.2. Reconocimiento del sitio del proyecto 3-17
3.3. MÉTODOS DE EXPLORACIÓN Y ENSAYOS 3-19
3.3.1. Plan de exploración 3-20
3.3.1.1. Criterios de perforación 3-21
3.3.1.1.1. Profundidad de la exploración 3-21
3.3.1.1.2. Número y separación de las perforaciones 3-27
3.3.2. Exploración Geotécnica 3-36
3.3.2.1. Generalidades 3-36
3.3.2.2. Exploración del subsuelo 3-36
3.3.2.2.1. Clasificación de las perforaciones 3-37
3.3.2.2.2. Exploración geofísica 3-42
3.3.2.2.3. Toma de muestras 3-48
3.3.2.2.4. Tomamuestras 3-53
3.3.2.2.5. Ensayos *in situ* 3-55
3.3.2.2.6. Ensayos de laboratorio 3-73

3.4. CONTROL DE CALIDAD EN LOS ENSAYOS DE LABORATORIO 3-96

3.5. REGISTROS DE CAMPO DE LAS PERFORACIONES 3-98

3.6. PERFIL ESTRATIGRÁFICO 3-100

3.7. CUADRO RESUMEN DE ENSAYOS 3-102

3.8. PRESENTACIÓN DEL INFORME 3-104

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA 3-107

CAPÍTULO 3. INVESTIGACIÓN DE CAMPO Y ENSAYOS

El presente Capítulo reúne los criterios necesarios para la definición y realización de los trabajos de investigación geotécnica, la presentación de la información obtenida con dicha investigación, los métodos de análisis de los diversos aspectos de tipo geotécnico y el modo de evaluar los parámetros en cada caso.

Los trabajos propuestos en este capítulo obedecen a la realización de una Investigación geotécnica completa, que permita desarrollar unos diseños y métodos constructivos muy ajustados a la realidad.

Los estudios de campo, laboratorio y oficina relativos a la geotecnia tienen por finalidad establecer las características del terreno sobre el cual se fundará la estructura vial. La calidad de la información, finalmente recabada para el diseño de la fundación de la estructura, dependerá tanto de la planeación del proyecto geotécnico como de la evaluación de las condiciones subsuperficiales del suelo en el área del proyecto.

3.1. ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN

La investigación de campo, realización de ensayos de laboratorio e *in situ*, y el análisis de ingeniería, consisten en la obtención, la revisión y el procesamiento de diversos datos como los geológicos, los geotécnicos y otros disponibles existentes.

El análisis de la información obedece a diferentes trabajos tales como: reconocimiento inicial, visita de campo, programa adecuado, pruebas de laboratorio, y del análisis y la evaluación ingenieril de los resultados presentados en un informe. La investigación y el análisis son realizados de acuerdo con los procedimientos delineados en este Capítulo y generalmente aceptados en la práctica sana de la ingeniería. Todas las fases de trabajo geotécnico son realizadas bajo supervisión directa de un ingeniero profesional que tenga experiencia en el campo de la ingeniería geotécnica, o que su formación académica así lo certifique.

En este capítulo se definen varios aspectos que deben garantizar la ejecución de una exploración geotécnica adecuada y la selección de los parámetros geotécnicos de diseño, representativos estadísticamente, que deben ser empleados en los cálculos y en el análisis del Proyecto: recopilación de la información previa, planificación y realización de la exploración de campo, ensayos de laboratorio, y redacción del informe; para ello se consideran algunos temas generales como:

- Reconocimiento Geotécnico del Proyecto. Se establecen las pautas mínimas que se deben tener en cuenta para la planificación del trabajo de campo y laboratorio, al igual que toda la información documental que deberá ser revisada para dar inicio a las labores de campo.

- Métodos de exploración y ensayos. Consiste básicamente en un recuento de los métodos disponibles para investigación del subsuelo, qué criterios se utilizan para la selección o utilización de cada uno de estos métodos, y qué ensayos de campo y laboratorio se pueden realizar durante la exploración geotécnica.

- Toma de muestras. Se refiere a los tipos de muestras posibles de obtener, al igual que los muestreadores existentes para desarrollar este trabajo.

- Ensayos *in situ*. Adicional a los ensayos de campo ya presentados en la exploración, se presentan los ensayos *in situ* para definir parámetros geotécnicos a ser utilizados en los cálculos y diseños.

- Ensayos de laboratorio. Consistente en la evaluación de las propiedades geomecánicas de los suelos y rocas, mediante la implementación de las diferentes normas que rigen el desarrollo de estos métodos.

- Registros de campo de las perforaciones. Explicación de la toma de información de campo, a través del Método Observacional para poder recopilar la mayor información posible de las labores de exploración.

- Perfil estratigráfico. Definición de las consideraciones mínimas para el desarrollo y presentación del perfil estratigráfico de cada una de los métodos de exploración utilizados.

- Cuadro resumen de ensayos. Consolidación de toda la información recopilada, como se pueden correlacionar todos los parámetros obtenidos, y el desarrollo de un resumen que permita obtener la mayor cantidad de análisis posibles.

- Presentación del informe. Parámetros mínimos para la redacción y la presentación del informe de la Investigación de campo.

3.2. RECONOCIMIENTOS GEOTÉCNICOS DEL PROYECTO

La investigación geotécnica del suelo y de la roca proporciona una descripción de las condiciones representativas de los mismos para los trabajos propuestos, y establece los parámetros geotécnicos relevantes para todas las etapas de la construcción.

El reconocimiento geotécnico debe proporcionar suficientes datos, referentes a las condiciones del suelo, de la roca y del agua subterránea en y alrededor del sitio de interés, para permitir una descripción apropiada de las propiedades y una evaluación confiable de los valores característicos de los parámetros geotécnicos que se utilizan en los cálculos de diseño.

De acuerdo con el proyecto a desarrollar, según sea su magnitud en cuanto al impacto social, económico y ambiental que pueda ocasionar, se requiere poder acceder a información preliminar a las labores de campo, para optimizar la exploración subsuperficial. Obviamente el plan de exploración debe obedecer inicialmente a la complejidad del proyecto, y está condicionado por las características geológicas, geomorfológicas, ambientales, económicas y demás que se definan en la revisión preliminar de la información disponible y de las eventualidades que se presenten durante las labores de campo.

3.2.1. Reconocimiento geológico e información previa

El conocimiento previo de la geología, en la ingeniería debe procurar información para la construcción y el mantenimiento de carreteras, o cualquier tipo de infraestructura que se deba desarrollar sobre suelo o roca. La geología proporciona la base para distinguir los materiales que abarcan la corteza de la tierra y que interpretan su historia. En la ingeniería geotécnica la

importancia de la geología está en la interpretación de formas de relieve, su historia, los procesos que las formaron, y los materiales que abarcan o son la base de sus superficies, la geología se refiere al carácter, a la distribución, y al origen del material subyacente.

Los estudios de la geología para ingeniería ayudan a definir:

- Áreas de inestabilidad potencial de una ladera.
- Estratos de materiales compresibles, depósitos clasto o matriz soportados.
- Tipos de roca, diaclasamientos, grado de meteorización, profundidad de degradación de la roca, áreas de rocas susceptibles a los procesos de erosión.
- Áreas de posible asentamiento superficial.

Se presenta en la Figura 3.1, un listado de aspectos a evaluar en la revisión geológica.

Figura 3.1. Temas a considerar en el Reconocimiento Geológico.

La comprensión de algunos de los procesos geológicos básicos y cómo se combinaron para crear paisajes variados, nos da una línea de mínima información a partir de la cual comenzar estudios más detallados de la superficie.

Los aspectos concernientes al reconocimiento geológico, se exponen de manera más detallada en el Capítulo 4 de este Manual. No obstante lo anterior se efectúa un recuento de los aspectos más significativos relacionados con el tema.

3.2.1.1. Descripción del lecho rocoso

El nivel de detalle de la descripción del lecho rocoso debe estar basado en el propósito de la exploración y en el interés del usuario en la información. Aunque la misma información básica debe ser presentada en la descripción de todos los núcleos de roca recuperados, el nivel de detalle apropiado lo determina el ingeniero geotécnico basado en las necesidades del proyecto. La descripción de los núcleos del lecho rocosos puede incluir alguno o todos los puntos siguientes, caracterización que se debe complementar con la información que brinda el capítulo 4 de este Manual.

3.2.1.1.1. Tipo de roca

Las rocas se clasifican de acuerdo con su origen (ígneas, sedimentarias y metamórficas), las más comunes se presentan en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Tipos comunes de roca (CTDOT, 2005)

ÍGNEAS		SEDIMENTARIAS		METAMÓRFICAS	
Basalto	Diabasa	Shale	Limolita	Pizarra	Cuarcita
Gabro	Diorita	Arenisca	Dolomita	Esquisto	Mármol
Pegmatita	Granito	Conglomerado		Gneiss	Anfibolita

3.2.1.1.2. Color

Una carta de colores puede ser utilizada para asignarlos consistentemente; cuando el color definido es el mismo para los estados húmedo y seco, se debe registrar esta observación.

3.2.1.1.3. Tamaño de grano

La roca se clasifica según la Tabla 3.2.

Tabla 3.2. Descripción del tamaño del grano en la roca (CTDOT, 2005)

DESCRIPCIÓN	DIÁMETRO (mm)	CARACTERÍSTICA
Grano de grueso	> 2.0	Granos individuales que pueden ser fácilmente distinguidos por el ojo.
Grano medio	0.42 – 2.0	Granos individuales que pueden ser distinguidos por el ojo.
Grano fino	< 0.42	Granos individuales que no pueden ser distinguidos por el ojo sin ayuda.

3.2.1.1.4. Estructura natural de la roca

La descripción de la estructura natural de la roca (espesor de la roca o de los estratos rocosos) debe estar de acuerdo con la Tabla 3.3.

Tabla 3.3. Descripción del lecho (CTDOT, 2005)

DESCRIPCIÓN	ESPESOR DE LA ROCA (m)
Masiva	> 1.0
Ligeramente alterada	0.3 – 1.0
Medianamente alterada	0.1 – 0.3
Laminada	< 0.1

3.2.1.1.5. Grado de fracturamiento de la roca

La descripción del grado de fracturamiento se elabora de acuerdo con la Tabla 3.4.

Tabla 3.4. Descripción del grado de fracturamiento del lecho rocoso (CTDOT, 2005)

DESCRIPCIÓN	ESPESOR DEL FRAGMENTO DE ROCA (m)
No fracturada	> 2.0
Ligeramente fracturada	1.0 – 2.0
Moderadamente fracturada	0.3 – 1.0
Altamente fracturada	0.1 – 0.3
Intensamente fracturada	< 0.1

3.2.1.1.6. Meteorización de la roca

La Tabla 3.5 proporciona los elementos para la descripción de la meteorización.

Tabla 3.5. Descripción de la meteorización del lecho rocoso (CTDOT, 2005)

DESCRIPCIÓN	CARACTERÍSTICA
Suelo residual	Los minerales originales del lecho rocoso han sido completamente descompuesto|s y no es visible la fábrica de la roca madre; los minerales pueden ser fácilmente destrozados por la mano.
Completamente meteorizada	Los minerales originales del lecho rocoso se han descompuesto casi enteramente, aunque la fábrica original pueda estar intacta; el material se puede desboronar a mano.
Altamente meteorizada	Más de la mitad del lecho rocoso se descompone; es así que es factible tomar una muestra de 2 pulgadas de diámetro y se puede romper fácilmente a mano.
Moderadamente meteorizada	El lecho rocoso está descolorido y perceptiblemente débil, pero menos de la mitad se descompone; se puede tomar muestra de 2 pulgadas de diámetro, no se puede romper fácilmente a mano.
Ligeramente meteorizada	El lecho rocoso se decolora levemente, la resistencia es menor que la roca fresca de fondo pero no perceptiblemente.
Fresca	El lecho rocoso no demuestra ninguna decoloración, pérdida de resistencia, u otro efecto debido a la meteorización.

3.2.1.1.7. Resistencia

En la Tabla 3.6, se presentan pautas actuales para estimar cualitativamente la resistencia de la roca. Las estimaciones de campo se deben confirmar con pruebas de laboratorio seleccionadas, para cada caso.

Tabla 3.6. Descripción de la resistencia de la roca (CTDOT, 2005)

DESCRIPCIÓN	CARACTERÍSTICA	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL (psi)
Extremadamente débil	Puede ser rayada por la uña del pulgar	35 - 150
Muy débil	Puede ser rayada por un cuchillo	150 – 700
Débil	Puede ser rayada con dificultad por un cuchillo	700 – 3500
Resistencia media	Puede ser rayada ¼" con el extremo agudo del martillo	3500 – 7200
Resistente	Requiere un golpe de martillo para fracturar	7200 – 14,500
Muy resistente	Requiere muchos golpes de martillo para fracturar	14,500 - 35,000
Extremadamente resistente	Puede ser fracturada solamente con los golpes de un martillo	> 35,000

La Tabla anterior puede ser complementada con la Tabla 4.8.

3.2.1.1.8. Composición mineral

Para los tipos de roca más comunes, la composición mineral no necesita ser especificada. Cuando está incluido en la descripción del lecho rocoso, el mineral más abundante se debe enumerar primero, seguido por los demás minerales por orden decreciente de abundancia.

3.2.1.2. Identificación de la estratigrafía

Además de la información contenida en la "descripción del material", un registro de la perforación debe contener la información que describe los

diferentes estratos que se encuentren. La información de los estratos denota el origen geológico de los cambios de los materiales y se debe demostrar en la "descripción generalizada de los estratos." Los estratos individuales se deben marcar a mitad de la distancia entre las muestras a menos que el límite se encuentre en una muestra o haya otras medidas disponibles para definir mejor el límite. Las observaciones de la estratigrafía deben incluir la identificación de la estructura del pavimento, de la capa vegetal, del terraplén existente, del suelo nativo y del lecho rocoso. La Tabla 3.7 es un sistema de palabras claves para utilizar al describir los diferentes estratos del suelo.

Tabla 3.7. Lista de palabras clave para los estratos (CTDOT, 2005)

DESCRIPCIÓN	CARACTERÍSTICA
Capa superficial	Los estratos más supremos del suelo que contiene suelos granulares y cohesivos de la mezcla y un material orgánico
Estructura del Pavimento	Incluye la superficie de rodadura y los materiales de base y subbase compactados.
Terraplén Misceláneo	Depósito artificial de suelo, de roca, de escombros, etc. Puede o no puede haberse instalado bajo condiciones controladas.
Turba	Material altamente orgánico con un agregado algo fibroso de la materia vegetativa decaída y en descomposición.
Limo	Suelo de grano fino que no es plástico o ligeramente plástico.
Limo arcilloso	Suelo de grano fino el cual exhibe una plasticidad moderada.
Limo orgánico	No plástico a ligeramente plástico, de grano fino el cual contiene materia orgánica.
Limo arcilloso orgánico	Suelo de grano fino con plasticidad moderada, que contiene la materia orgánica
Limo arenoso	Suelo de grano fino no plástico, con un muy bajo contenido de arena
Arena	Suelo arenoso limpio, predominantemente arena pero puede contener cantidades mínimas de grava, generalmente poco o nada.
Arena limosa	Suelo arenoso el cual contiene una cantidad mínima de limo
Arena gravosa	Suelo predominantemente arenoso, el cual contiene una cantidad mínima de grava

DESCRIPCIÓN	CARACTERÍSTICA
Arena y grava estratificadas	Estratos de arena, gravas, y mezclas de arena-grava intercalados.
Grava	Predominantemente grava limpia, pero puede contener cantidades mínimas de arena, generalmente poco o nada.
Grava arenosa	Predominantemente grava con cantidades mínimas de arena, generalmente poco o nada.
Relleno glacial	Depósito no estratificado de material de todos los tamaños en diferentes proporciones, desde cantos rodados hasta arcilla.
Cantos rodados	Cantos rodados de gran tamaño, que tiene una recuperación significativa del núcleo
Roca meteorizada	Lecho rocoso el cual exhibe un grado de moderado a alto de meteorización
Lecho rocoso	Lecho rocoso fresco o ligeramente meteorizado.

3.2.2. Reconocimiento geotécnico e información previa

Para garantizar el éxito del proyecto geotécnico, es conveniente que el profesional responsable del diseño se encuentre involucrado en el mismo desde sus etapas iníciales. Por lo tanto, una vez que se decide diseñar una nueva estructura vial o ampliar, rehabilitar, reforzar o adecuar a la norma sísmica una existente, la dirección de los estudios debe solicitar al grupo geotécnico su intervención en los asuntos de su competencia.

Como en todo proyecto de ingeniería, el proceso suele comenzar con el estudio de la información disponible en relación con el proyecto (planos, estudios, mapas, fotografías, etc.), la cual se complementa con una visita al sitio del proyecto, preferiblemente en compañía de los especialistas en estructuras e hidráulica, con quienes es esencial mantener comunicación continua durante la ejecución de los estudios.

Las diferentes etapas que se describen a continuación en relación con el estudio geotécnico, deberán enmarcarse dentro de las fases que establezca, para cada proyecto en particular, el Instituto Nacional de Vías.

3.2.2.1. Planeación preliminar

3.2.2.1.1. Generalidades

El objetivo en las etapas iniciales de la planeación es desarrollar un plan de investigación eficiente e identificar, tan rápido como sea posible, cualquier imprevisto que pueda afectar adversamente el diseño o la construcción de la estructura.

El especialista geotécnico se familiariza desde el comienzo con todos los elementos del proyecto, mediante el estudio de toda la información disponible, manteniendo comunicación con los diseñadores estructurales e hidráulicos, respecto de la flexibilidad que se puede tener en relación con la localización de la obra y la magnitud aproximada de las cargas que serán transmitidas a la cimentación.

Todos los estudios y actividades realizadas durante la etapa de planeación deberán quedar documentados.

3.2.2.1.2. Análisis de antecedentes

El primer paso en el proceso de la investigación geotécnica consiste en la revisión de la información existente. El profesional asignado a la ejecución del estudio y diseño de cimentaciones, recolectará tanta información como le sea posible en relación con el sitio previsto para la construcción de la obra. Su adecuada revisión minimiza las sorpresas que se pueden presentar en el campo, contribuye a la determinación óptima de la localización y la profundidad de las perforaciones, y proporciona una gran cantidad de información que puede ser incluida en el informe geotécnico. En ese orden de ideas, el profesional compila todos los documentos y referencias disponibles que resulten útiles para el proyecto, incluyendo estudios previos sobre fundaciones, planos, mapas, fotografías, registros sobre exploraciones subsuperficiales en o cerca de la zona de estudio, información sobre la historia sísmica del área, las notas tomadas durante las visitas al sitio, incluyendo los comentarios pertinentes de los vecinos del lugar, así como las opiniones de ingenieros y técnicos que hayan desarrollado o estén ejecutando obras en las cercanías. Durante la etapa de planeación, es particularmente necesario identificar los aspectos que puedan ser críticos para el proyecto, en especial los riesgos geotécnicos.

a) Planos y mapas preliminares

La ruta propuesta en el caso de una vía o la localización geográfica del proyecto son parte de los planos preliminares. La revisión de estos planos y la literatura disponible, permite al ingeniero geotecnista identificar muchas de las condiciones que podrían potencialmente ocasionar problemas debido al desarrollo del proyecto. Éstos incluyen ángulo de inclinación de los taludes necesarios a conformar, construcción de terraplenes, identificación de depósitos de turba, zonas de movimientos de remoción en masa, presencia de suelos de difícil comportamiento, niveles de agua, etc.

Mapas. Cualquier mapa disponible es útil en la determinación del área que puede ser afectada por el desarrollo del proyecto o por sus condiciones particulares. Se enumeran abajo algunos tipos de mapas que puedan ser útiles (Figura 3.2).

- Mapa geológico.
- Mapa de topografía.
- Mapa de uso del suelo (Plan de ordenamiento territorial - POT o Esquema de ordenamiento territorial - EOT).
- Mapa de Zonificación Sísmica (NSR-10 – A.2.1. General).
- Mapas del área para explotación minera.

Estos mapas se pueden utilizar como guías en la planificación de la investigación geotécnica y en la definición de posibles áreas problemáticas. Sin embargo, el listado arriba mencionado puede ser complementado con todos los mapas adicionales con que se cuente para el sitio en estudio.

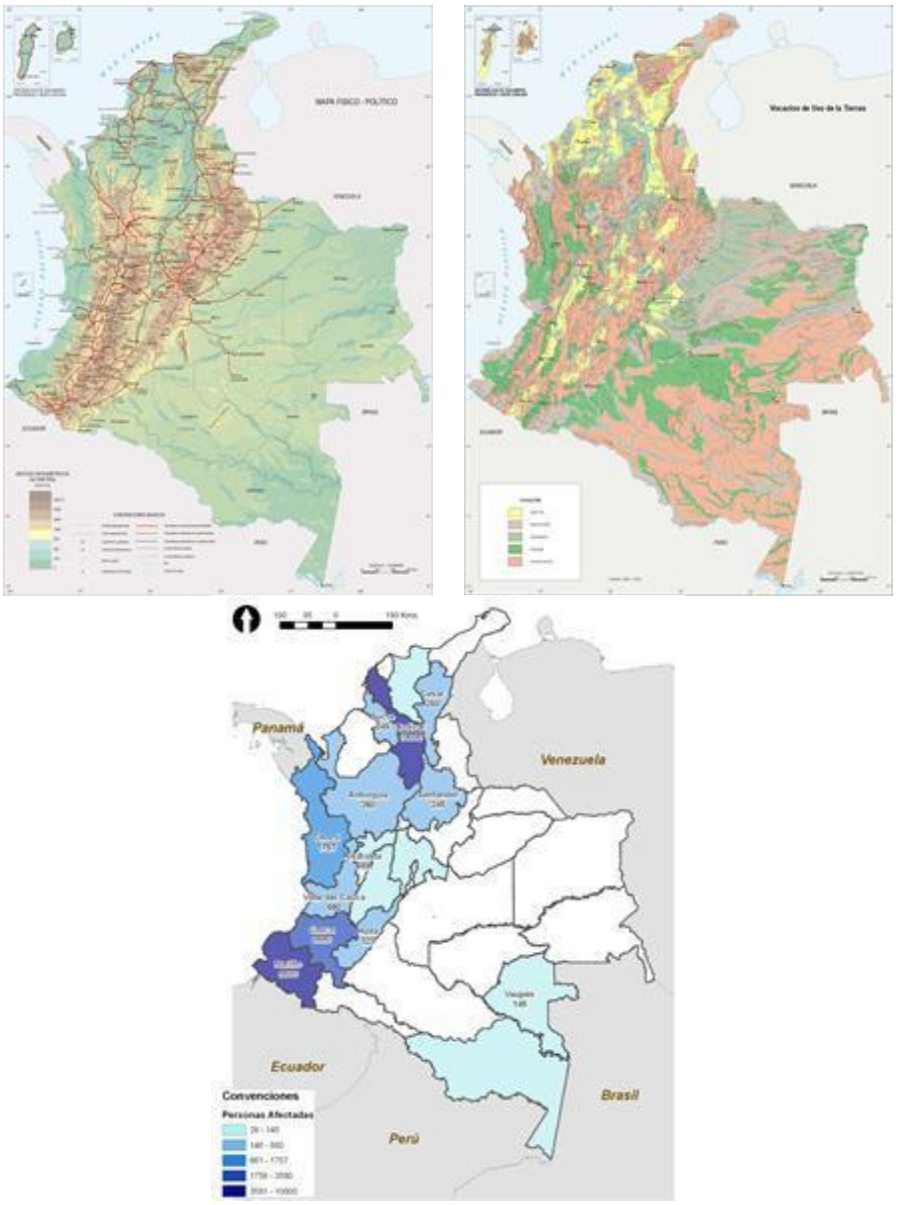


Figura 3.2. Ejemplo - Mapas de Colombia: Topografía, Usos del suelo, Zonas de desastre (http://www.colombiaya.com/seccion-colombia/mapas.html)

- **Mapas topográficos**

  Los mapas topográficos suministran una información de conjunto que incluye los rasgos físicos relevantes del área, los patrones de drenaje, las inclinaciones de los taludes, la existencia de humedales, etc. También, permiten predecir las posibles dificultades de acceso al sitio para la exploración de campo y para la posterior construcción de la obra.

- **Mapas geológicos**

  Los planos geológicos brindan información sobre los procesos geológicos que han ocurrido en el lugar previsto para el emplazamiento de las obras, lo que permite al especialista geotécnico conocer la manera como se han desarrollado las rocas y los suelos allí presentes. Los suelos depositados a través de un proceso particular adoptan rasgos característicos de topografía y de relieve que pueden ser identificados fácilmente por el diseñador. Un determinado relieve contiene suelos cuyas propiedades ingenieriles suelen ser similares durante largos trayectos de un alineamiento vial. Una adecuada identificación temprana del relieve permite optimizar el programa de exploración subsuperficial.

- **Mapas agrologicos**

  Las investigaciones de suelos con propósitos agrícolas brindan información gráfica en relación con la localización y la extensión de los diferentes tipos de suelos que se encuentran en un área determinada, así como datos referentes a fisiografía, relieve, patrones de drenaje, clima y vegetación del área cubierta. También, suministran información sobre la clasificación de los suelos superficiales y, ocasionalmente, sobre la aptitud de ellos para diferentes usos constructivos. Este tipo de mapas se pueden obtener en el Instituto Geográfico Agustín Codazzi. Su información sólo cubre las capas superiores del terreno y no se deben usar más que con carácter preliminar.

- **Mapas sobre niveles de inundación**

  Las Corporaciones Autónomas Regionales pueden disponer de información sobre los planos de inundación de los cuerpos de agua del área, información que puede incidir sobre la decisión de reubicar la estructura que se va a diseñar.

- **Planos de instalaciones de servicios públicos**

  Estos planos identifican la localización de las instalaciones de servicios que se encuentren enterradas, permiten identificar posibles restricciones para el acceso y brindan al diseñador la información necesaria para que tome medidas tendientes a prevenir su daño durante los trabajos de exploración

o durante la construcción de la estructura.

b) Fotografías aéreas

Las fotografías aéreas constituyen una de las fuentes de información de mayor utilidad para la planeación del programa de exploración subsuperficial. Usadas en conjunto con un conocimiento general de la geología del lugar y con una limitada información del subsuelo, permiten establecer la extensión de los depósitos geológicos. En las fotografías aéreas se pueden interpretar los relieves, reconocer los deslizamientos, establecer con precisión los patrones de drenaje superficial y de vegetación, e identificar la localización de estructuras construidas por el hombre.

Existen fotografías aéreas en blanco y negro o a color. Esas últimas son preferibles, por cuanto hay muchos rasgos y objetos que son más fáciles de identificar en su color natural.

Disponer de fotografías aéreas de diferentes años brinda un histórico de los cambios topográficos y de relieve, ocurridos en el sitio previsto para el emplazamiento de las obras, a causa de motivos tan diversos como la erosión, los deslizamientos, los terremotos o la acción humana.

La información de las fotografías se optimiza empleándola posteriormente, en conjunto con la información recolectada durante el reconocimiento y las exploraciones de campo, por cuanto permite verificar y corregir las interpretaciones previas.

- **Imágenes de satélite**

  Las imágenes de satélite (por ejemplo, las imágenes LANDSAT de la NASA) pueden ser empleadas de manera efectiva para identificar las condiciones del terreno, las formaciones geológicas, los escarpes, las reflexiones superficiales de fallas geológicas, así como lechos de corrientes antiguas y formaciones generales de suelos y de rocas.

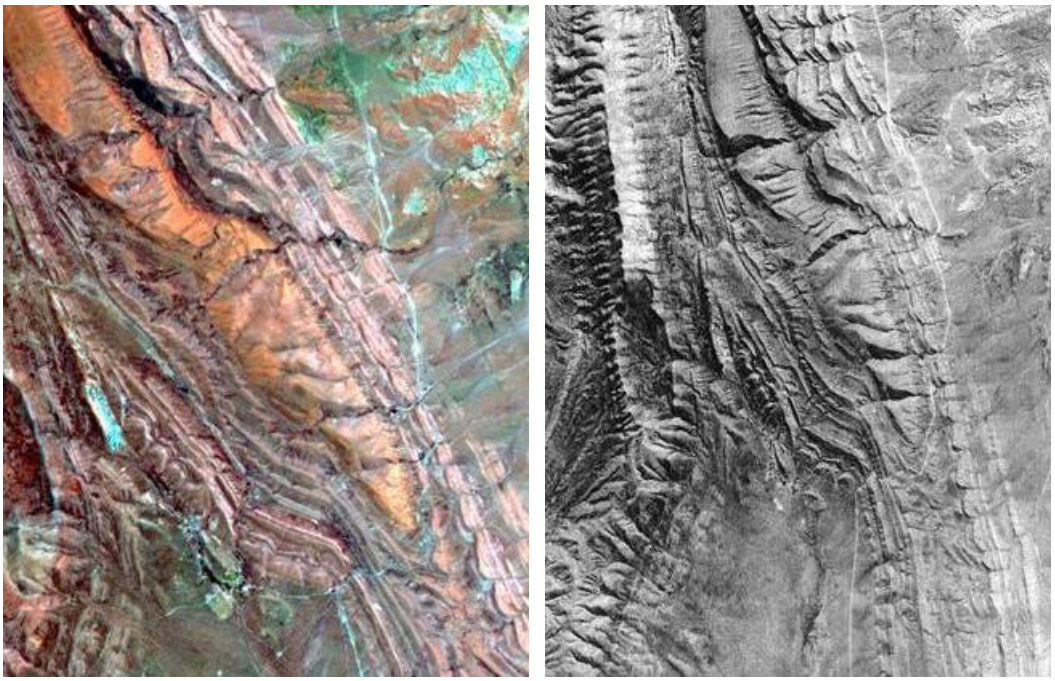


Figura 3.3. Ejemplo Fotografías. Izquierda: Satelital; derecha: Aérea
(http://aviris.gl.fcen.uba.ar/levantamiento/escuela1/chorriaca.htm)

c) Información adicional

- **Información sobre riesgo sísmico**

  La valoración de la amenaza sísmica es muy importante dentro de la planeación del estudio geotécnico para el diseño de fundaciones de estructuras viales. En el Instituto Colombiano de Geología y Minería (INGEOMINAS) se encuentran antecedentes de utilidad sobre el asunto. Por su parte, la norma NSR 10 incluye información sobre este tipo de riesgos y presenta mapas de aceleración sísmica para la república de Colombia.

- **Información sobre exploraciones previas**

  La mayoría de los proyectos de carreteras se encuentran dentro o cerca de alineamientos existentes y, por lo tanto, es posible que, en muchos casos, recuperar alguna información útil sobre los tipos de suelos y rocas existentes en la zona del proyecto, sobre los parámetros de resistencia y sobre aspectos hidrogeológicos y ambientales.

- **Registros de construcciones previas**

  Muchos proyectos del Instituto Nacional de Vías consisten en el mejoramiento, el mantenimiento, o el reemplazo de estructuras viales existentes. Consecuentemente, es posible que en sus archivos se encuentre información geotécnica relacionada con el diseño y la construcción de las estructuras originales.

3.2.2.2. Reconocimiento del sitio del proyecto

Una de las principales finalidades del análisis de antecedentes en la oficina es planear la visita de reconocimiento al sitio y preparar un plan conceptual para la exploración del subsuelo.

Una se efectúa la revisión de la información disponible, el especialista geotécnico visita el sitio del proyecto en compañía del ingeniero residente de los estudios y de los especialistas en estructuras y drenaje. Durante la visita, se anotan la ubicación y el estado de las obras en funcionamiento o abandonadas que se encuentren en los alrededores, así como el tipo, la profundidad de sus cimentaciones y las evidencias de asentamientos. Si se trata de estructuras para el cruce de corrientes de agua, se registra el nivel del agua y se inspecciona el cauce, tanto aguas arriba como aguas abajo, para establecer cualquier evidencia de socavación. Si resulta posible, se anota el tipo de material existente en el fondo del cauce. La presencia de cantos rodados es un indicativo de posibles obstrucciones durante la construcción de fundaciones profundas.

El especialista geotécnico relaciona las condiciones del sitio con las ubicaciones propuestas para las perforaciones, verifica las facilidades de acceso para el equipo de exploración, y realiza una estimación inicial del equipo más apropiado para las condiciones del lugar. Si considera que es necesaria la construcción o la adecuación del acceso, indica el tipo de equipo más adecuado para construirla. Así mismo, deja constancia de la posible necesidad de adquirir permisos para acceder al sitio y registrar los problemas que se pudieran presentar con instalaciones aéreas y subterráneas de servicios públicos, y con propiedades privadas u otras obstrucciones. Igualmente, identifica las áreas posibles para la instalación del campamento y para el almacenamiento de los equipos y demás elementos requeridos para los trabajos de exploración. También, es necesario anotar los BMs y demás

puntos fijos de referencia que ayuden a identificar los sitios exactos de las perforaciones, la proximidad de viviendas y otras edificaciones que puedan ser afectadas por el ruido y por otras perturbaciones producidas durante la exploración del subsuelo y la posterior ejecución de las obras. Los residentes locales, casi siempre, suministran información de utilidad sobre la historia del lugar.

Durante la visita de reconocimiento, el geotecnista toma nota de las posibles fuentes de agua a utilizar durante las perforaciones y de los controles que podría requerir el tránsito automotor durante los trabajos de exploración.

Si establece la necesidad de realizar perforaciones en el fondo de una corriente de agua, prevé el tipo y el tamaño de barcaza que mejor se adapte a los trabajos, los detalles para su anclaje, los sitios adecuados para botarla al agua, la profundidad de la corriente, etc. Define, también, los tipos de equipos más adecuados para perforar y tomar muestras, y anota los problemas que se pudieran presentar durante las perforaciones, tales como la presencia de un nivel de agua muy superficial, de arenas sueltas, de cantos rodados, etc.

Toda la evaluación de la logística necesaria para adelantar la exploración de campo la realiza el geotecnista en compañía del residente de los trabajos de exploración, quien debe demostrar experiencia de trabajo con equipos de perforación y en la conducción de la investigación de campo.

También, compara la topografía del sitio con la encontrada en los planos y mapas disponibles, para confirmar las suposiciones hechas durante la revisión de antecedentes en la oficina.

No se deberá pasar por alto la toma de fotografías de todos los sitios probables de exploración, las cuales se referencian con toda la información relevante: fecha de toma, abscisa, dirección de la toma y una breve descripción de las mismas.

El registro de la visita, con todas las conclusiones, debe ser incorporado dentro de los documentos del proyecto.

3.3. MÉTODOS DE EXPLORACIÓN Y ENSAYOS

Una vez se evalúa la información existente y se realiza la visita de reconocimiento, el especialista geotécnico se encuentra en capacidad de planear el programa de exploración de campo. Los métodos de exploración, los requerimientos de muestreo y los tipos y la frecuencia de las pruebas por realizar dependen de la información disponible sobre el subsuelo, de los requerimientos del diseño, de la disponibilidad de equipos, y de la práctica local.

El especialista desarrolla su plan de investigación de manera que le permita obtener todos los datos necesarios para definir las condiciones subsuperficiales y realizar de manera completa sus diseños y sus análisis de comportamiento. La meta del programa de investigación geotécnica es obtener las propiedades ingenieriles de los suelos y rocas que puedan incidir sobre el diseño de la estructura. Las propiedades típicas a ser evaluadas incluyen la compresibilidad, la resistencia al corte, la permeabilidad, la ubicación de la tabla de agua, y la eventual presencia y magnitud de presiones artesianas. Al nivel del diseño final, la investigación será lo suficientemente completa para definir totalmente las condiciones del subsuelo con fines de diseño y construcción, y debe ser consistente con los estándares nacionales reconocidos, sujetos a ajustes a partir de la variabilidad de las condiciones locales y el impacto potencial de ella, de acuerdo con la experiencia y buen juicio del geotecnista.

Una vez iniciados los trabajos de exploración, el especialista está siempre al tanto del avance de los mismos, con el fin de ajustar oportunamente el programa cuando se presenten diferencias importantes entre las condiciones subsuperficiales encontradas y las esperadas, u ocurran imprevistos de cualquier orden. En proyectos que la entidad considere críticos, el especialista permanece en el sitio durante toda la exploración de campo y establece comunicación con el diseñador estructural para discutir las observaciones de campo que le parezcan inusuales y los cambios que deba acometer en el plan de exploración.

Teniendo en cuenta, que luego de la etapa de reconocimiento, se desarrolla el Plan de exploración y seguidamente el Plan de ensayos, se pueden definir algunos parámetros geotécnicos preliminares, que lleven a definir los equipos de perforación y los ensayos aplicables, los que a manera de guía se

encuentran en el capítulo 4 de este Manual, tanto para suelos como para rocas.

Se recomienda que el Plan de exploración, describa los objetivos concretos perseguidos con cada uno de los trabajos a realizar, la previsión de posibles modificaciones en el Plan (variaciones en la profundidad, reconocimientos complementarios, etc.), las adaptaciones necesarias para asegurar que se obtengan los datos requeridos. En este Plan de exploración deben figurar los siguientes elementos:

- Identificación de los objetivos de los reconocimientos.

- Trabajos de campo a realizar, incluyendo cuantos elementos se piensen utilizar: apiques, trincheras, zanjas de reconocimiento, estaciones geomecánicas, geofísica, ensayos de penetración, sondeos mecánicos, etc.

- Toma de muestras y ensayos de laboratorio que se crean más convenientes.

- Planos con ubicación suficientemente precisa de los reconocimientos a realizar, que permitan su replanteo.

- Criterios de adaptación de las labores de reconocimiento en función de los resultados parciales que se vayan obteniendo.

En el documento del Plan Exploratorio se incluyen, además, las prescripciones técnicas particulares que permitan su control de calidad, y cuando sea necesario, su presupuesto.

3.3.1. Plan de exploración

Los procedimientos empleados en cualquier Plan de exploración subsuperficial son dependientes de una variedad de factores que varían de sitio a sitio. Los objetivos de diseño del proyecto y las condiciones subsuperficiales previstas, tienen la influencia principal en la definición de las exploraciones subsuperficiales.

El Plan exploratorio puede considerar cualquiera de los métodos existentes

para investigar el subsuelo, que son:

- Exploración Directa:
    - Exploración Manual.
    - Exploración Mecánica.
- Exploración indirecta:
    - Exploración Geofísica.

3.3.1.1. Criterios de perforación

El tipo, la cantidad y la profundidad de las perforaciones de exploración, así como los ensayos asociados, dependen del tipo y del tamaño del proyecto y de las variaciones anticipadas en las condiciones subsuperficiales.

La NSR-10 en su Título H, ofrece una guía referente a cada uno de los aspectos mencionados anteriormente para el caso de estructuras habitacionales, no aplicables estrictamente a otros tipos de infraestructura, como los puentes, pasos inferiores, obras de drenaje, terraplenes, excavaciones o túneles, pero el carácter genérico de algunas de las pautas allí consignadas, permiten su uso, a manera de orientación, en cimentaciones para estructuras de carreteras.

De todas maneras el especialista en geotecnia, es quien define los criterios de perforación, en cuyo caso deberá prever el comportamiento mecánico de la cimentación, para que de acuerdo con esto, y otros factores, basado en la profundidad mínima requerida, defina la profundidad a la que puede obtener la información del subsuelo que se requiere para el diseño y construcción de la cimentación.

3.3.1.1.1. Profundidad de la exploración

Los factores que más influyen en la profundidad conveniente de las perforaciones son:

- Tipo de problema a analizar.

- Configuración del subsuelo.

- Intensidad de la carga aplicada.

De modo general, los reconocimientos deben tener una profundidad suficiente para reconocer todos los niveles cuyo comportamiento tiene una influencia significativa en la obra, ya sea en relación con la capacidad portante, con los asentamientos de las cimentaciones y/o rellenos, o con respecto a problemas de filtraciones o de estabilidad de taludes de excavación o relleno.

La gran variedad de situaciones que pueden darse hace imposible dar recomendaciones detalladas aplicables a todos los casos, por lo que a continuación se dan unas recomendaciones generales, siempre aplicables, y una serie de recomendaciones específicas para ciertas situaciones típicas.

La definición de la profundidad de perforación, es de responsabilidad del especialista en geotecnia y se define según la zona de suelo o roca comprometida por las solicitaciones de carga sobre las fundaciones. La Tabla 3.8 muestra la guía sobre el particular (AASHTO, 1996).

La selección de las profundidades de perforación en ríos y otros cruces de agua tiene siempre en cuenta la profundidad de socavación.

Tabla 3.8. Requisitos mínimos sobre las profundidades de perforación (AASHTO, 1996)

TIPO DE OBRA	PROFUNDIDAD RECOMENDADA
Puentes (Tomado del CCDSP-95)	
Cimentaciones superficiales	Para zapatas rectangulares aisladas de dimensiones L y B, las perforaciones deben ser llevadas bajo el nivel previsto para el apoyo de las zapatas, hasta una profundidad mínima de 2 veces su ancho, si $L \leq 2B$,
	Si $L > 5B$, las perforaciones deben ser llevadas bajo el nivel previsto de fundación hasta una profundidad mínima de 4 veces el ancho de la zapata.

TIPO DE OBRA	PROFUNDIDAD RECOMENDADA
	Para $2B < L \leq 5B$, la profundidad mínima de perforación se debe determinar interpolando linealmente entre las profundidades requeridas para 2B y 5B, bajo el nivel de fundación.
Cimentaciones profundas	En suelo, la perforación se debe llevar, como mínimo, 6 metros bajo la punta del pilote o de La cota de fundación de la pila, o a un mínimo de 2 veces la máxima dimensión del grupo de pilotes o pilas bajo la punta, la que sea mayor de las 2.
	Para pilotes fundados sobre roca, se debe obtener un núcleo de roca de al menos 3 metros de espesor bajo la punta del pilote, para garantizar que la perforación no concluyó en un canto rodado y que se trata de un estrato rocoso.
	Para pilas soportadas por roca o extendidas dentro de ella, se debe obtener un núcleo de roca de al menos 3 metros de espesor bajo el sello de fundación de la pila, o una longitud de roca al menos 3 veces el lado menor de su fundación, si es aislada, o 2 veces la máxima dimensión del grupo, la que resulte mayor de estas 2 dimensiones, con el fin de establecer las características físicas de la roca en la zona de influencia de la fundación.
Estructuras de contención	
Llevar la perforación hasta una profundidad entre 0.75 y 1.5 veces la altura del muro, por debajo de la cota de cimentación. Donde la estratificación indique posibles problemas de inestabilidad o de asentamientos, la perforación se extenderá hasta un estrato duro.	
Para cimentaciones profundas, usar el mismo criterio que para fundaciones de puentes.	

TIPO DE OBRA	PROFUNDIDAD RECOMENDADA
Cortes	
Las perforaciones se deben extender 5 metros más abajo de la profundidad prevista para el corte. La profundidad se debe aumentar si se prevén problemas de inestabilidad por la presencia de suelos blandos, o donde el fondo del corte previsto se encuentra por debajo del nivel freático actual, para establecer la cota a la cual se encuentra el estrato inferior impermeable.	
Terraplenes	
Las perforaciones se deben llevar hasta una profundidad igual al doble de la altura del terraplén, a menos que se encuentre un estrato competente a menos de dicha profundidad. Si se encuentran estratos blandos que pueden generar problemas de inestabilidad o de asentamientos excesivos, las perforaciones se deberán extender hasta encontrar un material competente.	
Box-culverts	
Usar el criterio presentado para los terraplenes.	

Otros criterios adicionales, que pueden ser considerados en caso que la Tabla 3.8, no brinde la información solicitada, se refieren a continuación:

a) Cimentaciones Superficiales

La profundidad necesaria, en las situaciones normales en las que la deformabilidad del terreno disminuye con la profundidad, es tal que al nivel más profundo, la carga vertical inducida por la cimentación suponga una pequeña fracción, del orden del 10%, de la presión vertical efectiva existente antes de hacer la obra.

- Para zapatas de pequeñas dimensiones respecto al espesor de suelos compresibles ($B << z_{mín}$), la profundidad de perforación bajo el nivel de cimentación es:

$$z_{min}=0.8\cdot\sqrt[3]{\frac{N}{N_0}} \qquad [3.1]$$

Donde: z_{min}: profundidad de perforación, en metros (m).

N: Carga total sobre la zapata menos el suelo excavado para su construcción, en kilo newton (kN).

N_o: Carga de referencia, N_0=1kN, (kN).

- Para cimentaciones alargadas, en las que la relación entre las dimensiones mayor y menor está por encima de 2, se puede utilizar la expresión:

$$z_{min}=0.8\sqrt{\frac{M}{M_0}} \quad [3.2]$$

Donde: z_{min}: profundidad de la perforación, en metros (m).

M: Carga neta en la cimentación por unidad de longitud, en kilo Newton por metro (kN/m).

M_o: Carga de referencia, M_0= 1 kN/m, M_0=1 kN/m, (kN/m).

Cuando el nivel freático esté por debajo de la cimentación, la profundidad mínima de perforación podrá reducirse multiplicando por el coeficiente reductor:

$$\alpha=1-0.2\frac{z}{z_{min}}\leq 0.8 \text{ cimentaciones no alargadas} \quad [3.3]$$

$$\alpha=1-0.3\frac{z}{z_{min}}\leq 0.7 \text{ cimentaciones alargadas} \quad [3.4]$$

Donde: α: Coeficiente reductor de la profundidad de perforación para cimentaciones superficiales, adimensional. Se considera una cimentación alargada cuando L>>B, y se denominan cimientos corridos o continuos.

z: Profundidad del nivel freático bajo el nivel de la cimentación, en metros (m).

z_{min}: Profundidad de la exploración, en metros (m).

b) Cimentaciones Profundas

La profundidad de perforación necesaria para estudiar una cimentación profunda se estima tras considerar tres problemas típicos: el asentamiento individual del pilote, el asentamiento del grupo pilotes, y el asentamiento de la cimentación.

Considerando el asentamiento individual del pilote, se recomienda la ecuación 3.5, que es la profundidad de reconocimiento mínima bajo la superficie de la placa de empotramiento de los pilotes.

$$z_{min}=L+5\phi \quad [3.5]$$

Donde: z_{min}: profundidad de la perforación, en metros (m).

L: Longitud del pilote, en metros (m).

ϕ: Diámetro del pilote, en metros (m).

La profundidad de perforación por debajo de la placa de empotramiento de los pilotes es:

$$z_{min}=L+1.5\ B \quad \text{Pilotes por punta} \quad [3.6]$$

$$z_{min}=\frac{5}{3}L+1.5\ B \quad \text{Pilotes por fricción} \quad [3.7]$$

Donde: z_{min}: Profundidad de perforación por debajo de la placa de empotramiento de los pilotes, en metros (m).

L: Longitud de los pilotes, en metros (m).

B: Ancho del grupo de pilotes, en metros (m).

Para cubrir los problemas de asentamientos, se utilizarán los criterios mencionados para las cimentaciones superficiales suponiendo que el plano de cimentación equivalente está al nivel de la punta, si los pilotes trabajan fundamentalmente por punta, y a 1/3 de su longitud sobre el plano de las puntas, si trabajan fundamentalmente por fricción.

c) Estabilidad de taludes de excavación o relleno

Para definir la profundidad de las perforaciones encaminadas a estudiar problemas de estabilidad de taludes de excavación o relleno hay que estimar antes la máxima profundidad de los deslizamientos potenciales.

La profundidad de las perforaciones debe alcanzar el nivel estimado del deslizamiento más profundo, y se puede estimar como la menor de las siguientes, incluyendo el criterio de la Tabla 3.8:

- Profundidad igual al ancho de la zona de apoyo, para el caso de los terraplenes, cuando se trata de suelos blandos.

- Hasta encontrar un terreno de resistencia suficiente para garantizar la estabilidad global.

- Hasta encontrar roca suficientemente sana. Se entiende por roca "suficientemente sana" aquella cuyo grado de alteración es inferior a las pautas que brinda el capítulo 4 de este Manual.

d) Estructuras de contención

Para el caso de estructuras de contención se puede seguir la siguiente pauta: Las perforaciones se sitúan a lo largo de la alineación propuesta para la estructura de contención, tan cerca como sea posible. Las perforaciones adicionales se realizan detrás del muro, procurando ubicarlas dentro del área definida como derecho de vía, u otra área según lo determine el ingeniero geotecnista, en una distancia suficiente para definir el perfil del subsuelo, en dirección transversal al muro.

3.3.1.1.2. Número y separación de las perforaciones

La Tabla 3.9 presenta una guía, adaptada de un documento de la FHWA

(2006), sobre la frecuencia y separación de las perforaciones para diferentes tipos de exploración geotécnica, la cual que se utiliza como base para programar los trabajos pertinentes en los estudios a cargo del Instituto Nacional de Vías, salvo que las características particulares del proyecto justifiquen su modificación. Las investigaciones subsuperficiales, independientemente de lo bien planeadas que se encuentren, deben tener la flexibilidad suficiente para ser ajustadas cada vez que lo exijan las condiciones que se van encontrando a medida que avanzan las perforaciones.

Tabla 3.9. Guía para definir el número de perforaciones (FHWA, 2006)

TIPO DE OBRA	DISTRIBUCIÓN RECOMENDADA
Cimentaciones de puentes	Para cimentaciones sobre pilas o estribos de 30 metros de ancho o más, ejecutar 2 perforaciones como mínimo, en cada apoyo. Para cimentaciones sobre pilas o estribos de menos de 30 metros de ancho, ejecutar una perforación como mínimo en cada apoyo. Considerar la ejecución de perforaciones adicionales cuando las condiciones subsuperficiales sean erráticas.
Muros de contención	Se recomienda al menos dos perforaciones por cada muro de contención. Si el muro es de gran longitud, la separación entre perforaciones no deberá exceder de 60 m. Para los muros de menos de 6 m de altura, las perforaciones se deben espaciar en un máximo de 25 m. Para muros con altura mayor de 6 m, las perforaciones se deben espaciar en una distancia máxima de 15 m. Se debe considerar la ejecución de perforaciones por fuera del eje del muro para estimar las cargas laterales y las capacidades de anclaje.

TIPO DE OBRA	DISTRIBUCIÓN RECOMENDADA
Cortes	Es recomendable efectuar una perforación por cada talud de corte. Para cortes de más de 60 metros de longitud, el espaciamiento entre perforaciones será entre 60 y 120 metros. En ubicaciones críticas y cortes de gran altura, se efectúan al menos 3 perforaciones en sentido transversal, con el fin de definir correctamente las condiciones geológicas existentes para los análisis de estabilidad.
Terraplenes	Usar un criterio similar al recomendado para los cortes.
Box-culverts	Mínimo una perforación para cada cajón de gran tamaño. Si el cajón es muy largo y las condiciones del subsuelo son erráticas, se debe contemplar la ejecución de perforaciones adicionales.

Los requisitos de exploración específica indicados en las tablas son, como ya se ha mencionado, una guía inicial para la estimación del número de perforaciones, por cuanto la separación entre ellas y su profundidad dependerán de las condiciones prevalecientes en cada proyecto en particular.

En áreas donde los suelos o rocas de fundación sean muy heterogéneos, donde se presenten estratos de suelos blandos o cuando los requerimientos de la estructura no estén claramente definidos en el momento de realizar la exploración de campo, posiblemente sea necesario perforar con más frecuencia o a mayor profundidad de lo que indican las tablas, con el fin de tener en cuenta esas incertidumbres y juzgar la consistencia a través de toda el área.

En áreas lateralmente homogéneas, la ejecución de un alto número de perforaciones no será necesaria si los resultados de las muestras tomadas son sistemáticamente similares.

Se debe tener en cuenta que ni siquiera los programas de investigación

subsuperficial más detallados logran establecer todos los posibles problemas cuando las condiciones del subsuelo son muy variables. De todos modos, el objetivo de un buen programa de exploración es reducir el riesgo de dichos problemas a un mínimo aceptable.

El diseño de las fundaciones típicas para otras estructuras viales de menores dimensiones, como son las señales de tránsito elevadas, los postes, las luminarias y las barreras protectoras contra el ruido se basa, principalmente, en datos sobre la presión lateral admisible y sobre el ángulo de fricción interna del suelo de fundación, los cuales se establecen a partir del número de golpes en el ensayo de penetración estándar (SPT), o a través de medidas efectuadas con penetrómetros portátiles (PPT) que correlacionen con dicho número de golpes. La Tabla 3.10 presenta algunos requerimientos específicos sobre la exploración de campo para el diseño de las cimentaciones de este tipo de estructuras.

Tabla 3.10. Requisitos mínimos sobre la exploración para las cimentaciones de obras menores (WSDOT, 2011)

TIPO DE OBRA	REQUISITOS DE LA EXPLORACIÓN DE CAMPO
Señales de tránsito elevadas, postes y luminarias	Se requiere únicamente una inspección general, si la estructura se va a cimentar en un terraplén o pedraplén construido de acuerdo con los Artículos 220 y 221 de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras del INVIAS. En caso contrario, las condiciones del subsuelo se establecen mediante ensayos SPT o PPT, complementados con barrenos manuales hasta una profundidad igual a la máxima prevista para la cimentación más 0.60 a 1.50 metros
Barreras protectoras contra el ruido	Si su longitud es menor de 30 metros, la exploración se realiza en el punto medio de su alineamiento y en correspondencia con la ubicación prevista para la cara externa de la barrera. Para longitudes mayores, la separación entre puntos de exploración deberá oscilar entre 60 y 120 metros, dependiendo de la uniformidad de las características del subsuelo. Se realiza al menos un ensayo en vecindades del sitio que se

TIPO DE OBRA	REQUISITOS DE LA EXPLORACIÓN DE CAMPO
	considere más crítico desde el punto de vista de la estabilidad. Si la barrera se va a construir en un talud, se deberá realizar un barreno por fuera de los límites de ésta, para estudiar la estabilidad del conjunto talud-barrera.

Las perforaciones se realizan en puntos seleccionados donde la información que se consiga sea del mayor interés y, además, aprovechar su ejecución para obtener de estos puntos el mayor número de datos posible.

Atendiendo a este último aspecto se recomienda especificar, para la realización de las perforaciones, la obtención de la información mínima que se debe incluirse en el volumen de geotecnia correspondiente, dentro de las solicitudes que los requerimientos técnicos de los términos de referencia u otro documento que el Instituto Nacional de Vías solicite:

- Fechas de realización y datos de identificación de la perforación y del perforador o firma perforadora que lo realiza.

- Coordenadas y cota del inicio de la perforación.

- Registro de campo donde figuren el equipo empleado, el procedimiento y los ritmos de avance, las profundidades donde se han tomado muestras o realizado ensayos (sondeos), los tramos y tipo y tamaño del encamisado, así como cualquier incidencia de interés, tales como la pérdida del caudal de agua de perforación, niveles de agua, caídas o desprendimientos de la pared de la perforación, etc. A estos efectos se indica que existen equipos de perforación con registro automático de algunos de estos parámetros, cuya utilización es recomendable.

- Caja portatestigos que cumpla con las Normas de Ensayos de materiales para carreteras del INVIAS donde, además de identificarse la perforación correspondiente, se marquen con números claramente visibles las profundidades inicial y final del testigo de cada maniobra.

- Fotografías a color del frente de las cajas de testigos de manera que se aprecien bien los detalles del terreno en cada caja. En ocasiones puede ser conveniente la realización de fotografías de detalle de ciertos testigos aislados.

- Columna litológica, realizada por un geólogo o por el especialista en geotecnia, en la que, con ayuda gráfica, se recoja la descripción del terreno en cada nivel, los parámetros de avance de la perforación, la ubicación de muestras y ensayos, la situación del nivel freático en la perforación y el porcentaje de testigo recuperado, de acuerdo con los requisitos de calidad que se exponen en el capítulo 4 de este Manual. Dependiendo del tipo de terreno y del reconocimiento realizado, se determina incluir en estas columnas litológicas otros detalles de interés particular.

Todo programa de investigación subsuperficial contiene un plano de localización y un conjunto de especificaciones técnicas para definir y comunicar claramente el trabajo por realizar. El plano incluye, mínimo, la localización del proyecto, detalles generales tales como las vías y corrientes de agua, las estructuras existentes, el tipo de vegetación, curvas de nivel a intervalos apropiados, la localización de las estructuras por diseñar, la de las perforaciones propuestas y la de los piezómetros y demás instrumentos auxiliares de control. Incluye, también, una tabla con las profundidades propuestas para cada perforación de exploración y para cada piezómetro previsto.

La ubicación de las perforaciones está ligada con la de referencias fijas con una aproximación de ±1 metro en la mayoría de los proyectos. Los sistemas de posicionamiento global son particularmente útiles en la precisión de los puntos de perforación. Un BM de referencia debería aparecer en los mapas del lugar y en los planos topográficos. Si no es así, se establece un BM temporal a partir de un rasgo más o menos permanente (por ejemplo, una intersección vial, un pozo de inspección o una estructura existente). Dicho BM deberá permanecer intacto durante las futuras operaciones de construcción.

Las especificaciones técnicas del plan de exploración describen claramente los trabajos que se pretenden ejecutar, incluyendo una descripción de los materiales, equipos y procedimientos a ser empleados para las perforaciones, el muestreo y demás actividades, las cuales es deseable que se encuentren

cobijadas por normas reconocidas; en el Capítulo 3 del *Manual on Subsurface Investigations, Publication* (FHWA, 2001), se describen con gran detalle los equipos y procedimientos corrientemente utilizados para la perforación y muestreo de suelos y rocas. A manera de ilustración, la Tabla 3.11 presenta una lista de las normas usuales para la investigación de campo, las cuales deben ser aplicadas a la letra, por cuanto la introducción de alteraciones durante la ejecución de los trabajos de exploración o la improvisación de técnicas propias de investigación, conduce a resultados erróneos cuyas consecuencias son serias en el momento de interpretar los datos obtenidos.

Tabla 3.11. Normas de uso corriente en las investigaciones de campo (Elaboración propia)

NORMA		**TÍTULO**
ASTM	**INV**	**MÉTODOS DE PERFORACIÓN CON FINES GEOTÉCNICOS**
D1452	-	Investigación y muestreo de suelos por perforaciones con barrenos helicoidales
D2113	E108	Perforación con brocas y muestreo para investigaciones en el sitio
D4700	-	Métodos generales para barrenado, perforación e investigación en el sitio
D5876	-	Uso de métodos de perforación rotatoria directa con avance de revestimiento y sistema *wireline* para exploración geoambiental y para la instalación de dispositivos de monitoreo de la calidad del agua subterránea
D6151	-	Uso de barrenos de tornillo de vástago hueco para exploración geotécnica y muestreo de suelos
Muestreo de materiales subsuperficiales		
D420	E101	Investigación de suelos y rocas para propósitos de ingeniería
D1586	E111	Ensayo de penetración normal (STP) y muestreo de suelos con tubo partido
D1587	E105	Obtención de muestras para probetas de ensayo mediante tubos de pared delgada
D3550	E-109	Muestreo de suelos mediante tubo con camisa interior de anillos
D4823	-	Muestreo de sedimentos sumergidos no consolidados
Métodos de identificación de suelos y rocas		
C294	-	Terminología y definición de constituyentes de los agregados

NORMA		TÍTULO
ASTM	**INV**	**MÉTODOS DE PERFORACIÓN CON FINES GEOTÉCNICOS**
		minerales naturales
D2488	E102	Descripción e identificación de suelos (procedimiento visual y manual)
Manejo de muestras		
D4220	E103	Conservación y transporte de muestras de suelos
D5079	-	Conservación y transporte de núcleos de roca
Ensayos in-situ		
D1586	E111	Ensayo de penetración normal (STP) y muestreo de suelos con tubo partido
D2573	E170	Ensayo de corte sobre suelos cohesivos en el terreno usando la veleta
D3441		Ensayo de penetración con el cono mecánico (CPT)
D4428	-	Método "*cross-hole*" para ensayo sísmico
D4544	-	Estimación del espesor de un depósito de turba
D4719	-	Ensayo presiométrico sobre suelos
D5777	-	Método de refracción sísmica para la investigación subsuperficial
D5778	-	Ensayo de suelos mediante el método del cono electrónico de fricción y el piezocono
D6635	-	Ensayo del dilatómetro de placa plana sobre suelos
G57	-	Medida de la resistividad de los suelos en el terreno utilizando el método de 4 electrodos de Wenner
Monitoreo del nivel freático		
D4044	-	Prueba *in situ* de cambio instantáneo en la carga hidráulica con el fin de determinar las propiedades hidráulicas de acuíferos
D4750	-	Determinación de los niveles de líquidos subsuperficiales en una perforación o en un pozo de observación
D5092	-	Diseño e instalación de pozos para el monitoreo del nivel de agua subterránea
Instalación de inclinómetros		
D6230	-	Monitoreo de movimientos del terreno utilizando inclinómetros tipo sonda

La comunicación fluida entre el especialista geotécnico y el inspector de perforación durante los trabajos de exploración es crucial. El inspector debe ser informado sobre las condiciones que el ingeniero espera encontrar en el subsuelo y debe contactarlo si se presentan cambios significativos en relación con lo previsto. Es posible que se requieran ajustar los intervalos de las perforaciones o su profundidad, así como adicionar perforaciones si las condiciones del subsuelo varían mucho en relación con lo esperado. Si resulta aparente que tales cambios afectan el cronograma o el presupuesto, es necesario contactar la dirección del proyecto y acordar las acciones a seguir, pero sin afectar el avance del equipo de trabajo en el campo.

El grupo que va a trabajar en el campo es informado con anticipación sobre la manera de llegar al sitio, así como sobre las condiciones climáticas y las facilidades existentes para su instalación y para su seguridad. También, se les hace saber cuál es el equipo a emplear y dónde perforar, con el fin de que su tiempo se aproveche efectuando las perforaciones y no haciendo requerimientos de equipo adicional.

Algunos de los puntos que el especialista geotécnico deja muy claros al grupo de trabajo antes de comenzar la exploración, son los siguientes:

- Tipo de exploración requerida.

- Tipos y cantidad de equipos necesarios.

- Localización de las perforaciones.

- Secuencia de las perforaciones para permitir ajustes en el plan. Por ejemplo, las exploraciones en puntos donde las condiciones del subsuelo son completamente desconocidas o donde se prevé la presencia de suelos difíciles de manejar, deben ser las primeras en ejecutar para permitir el ajuste en los intervalos de perforación o definir la necesidad de perforaciones adicionales.

- Condiciones esperadas de suelos y rocas. Si se dispone de registros sobre exploraciones realizadas en puntos cercanos, se adjuntan.

- Intervalos de muestreo y tipos de muestras a ser obtenidas.

- Instrumentación y procedimientos para su instalación.

- Criterios generales para definir el instante de concluir las perforaciones (profundidad, rechazo, espesor de la capa portante, etc.).

3.3.2. Exploración Geotécnica

3.3.2.1. Generalidades

La meta principal de un Plan de exploración del subsuelo es recolectar en el sitio del proyecto tanta información como sea posible, mediante un uso eficiente del personal y del equipo de perforación. El propósito de las perforaciones es adquirir conocimiento sobre el perfil de los suelos y de la roca, recolectar muestras para ensayar en el laboratorio, establecer la posición del nivel freático y realizar o contribuir en la ejecución de ensayos en el terreno.

En el registro de la exploración de campo, el inspector deja constancia de todas las observaciones relacionadas con el perfil de las muestras obtenidas durante la operación de los equipos de perforación, de los resultados de los ensayos efectuados en el terreno, y de cualquier comentario que el inspector considere sea de interés para el ingeniero. Esta información, junto con las cargas suministradas por el especialista estructural, es analizada por el especialista geotécnico en el momento de definir el tipo de cimentación y elaborar su diseño.

3.3.2.2. Exploración del subsuelo

La fuente de información más importante de una investigación para el diseño de la fundación la constituyen los resultados obtenidos con motivo de la exploración del subsuelo en el sitio previsto para la construcción de la estructura. Adicionalmente, La determinación de la distribución de las capas de suelo y roca existentes, el establecimiento de sus tipos y calidades, la capacidad de respuesta en los niveles previstos para la cimentación, y la posición del nivel de agua subterránea, brindan al especialista geotécnico el panorama que requiere para el diseño de la cimentación.

Toda dificultad o cambio de ritmo en el avance de la perforación debe ser anotada pues contribuye en la estimación de las propiedades mecánicas y la

resistencia de las capas de suelo y de roca. Cualquier nivel freático detectado durante las perforaciones debe citarse, indicando su posición y definiendo si es estático o si se encuentra en condición artesiana.

3.3.2.2.1. Clasificación de las perforaciones

a) Apiques

Este método de exploración permite la observación directa del terreno, la toma de muestras, y la realización de ensayos *in situ*. Pueden realizarse manualmente o con retroexcavadora.

La sección mínima recomendada es de 0,80 m por 1,00 m (Figura 3.4), a fin de permitir una adecuada inspección de las paredes. Se deja al menos una de las paredes lo menos remoldeada y contaminada posible, de modo que represente fielmente el perfil estratigráfico del pozo. En cada apique se realiza una descripción visual o un registro de la estratigrafía comprometida.

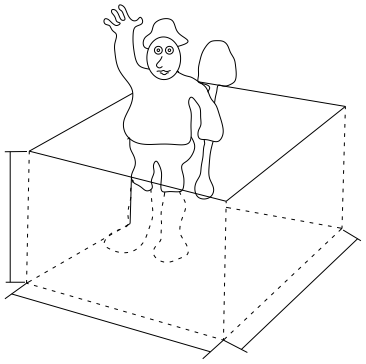


Figura 3.4. Apique. Sección típica

b) Barrenos

Los barrenos consisten en un conjunto de tubos, rígidamente empalmados, cuyo rendimiento puede variar según el tipo del terreno, sin embargo de manera orientativa, el avance puede estar entre 5 a 15 m/día/turno.

La profundidad de perforación de la barrena puede llegar a los 10 m, en general el uso de este tipo de perforaciones está dado para profundidades

máximo de 10 m en suelos blandos y de 4 a 6 m en suelos duros.

Las barrenas helicoidales se utilizan en terrenos sedimentarios blandos o gravas no cementadas.

Existen barrenas de varios tipos, según se ilustra en la Figura 3.5.

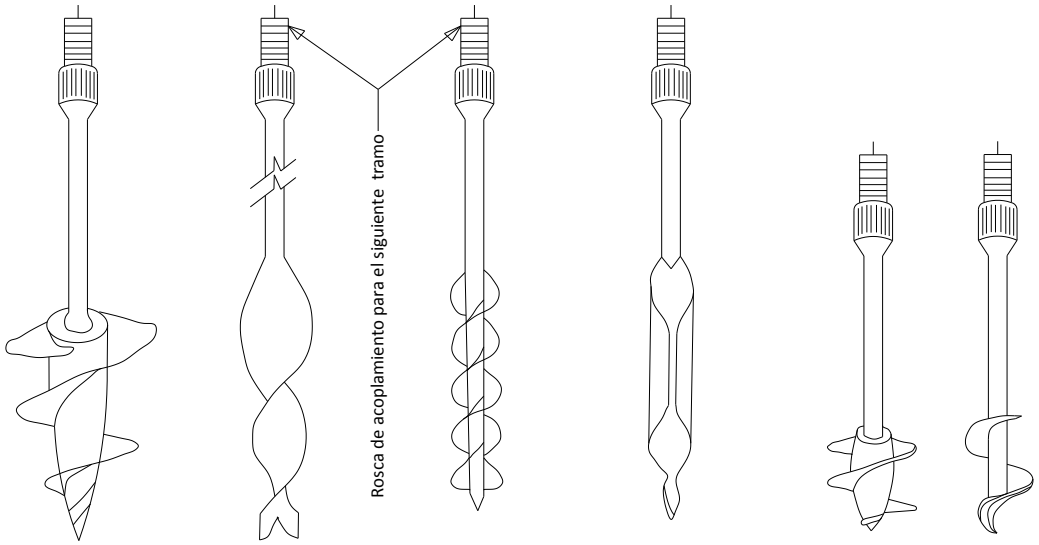


Figura 3.5. Tipos de barrenas helicoidales (PÉREZ ALAMA, s.f.)

c) Trincheras

Al igual que los apiques, las trincheras son excavaciones de poca profundidad, con un ancho relativamente pequeño, aproximadamente entre 0,8 m y 1,5 m (dependiendo de las dimensiones del equipo de excavación, usualmente la cuchara de una retroexcavadora), pero a diferencia de los apiques la dimensión longitudinal de la trinchera es mucho mayor, su extensión de determina según el objeto que se desea estudiar.

El uso de la trinchera es recomendable en el caso de la evaluación de un movimiento en masa, en el cual se desea estudiar la geometría de la

corona del cuerpo del movimiento. Otro caso usual, es la evaluación de la variación horizontal de los depósitos. En cualquier caso, es posible la toma de muestras alteradas e inalteradas de las caras de la trinchera; la muestra en este tipo de exploración comúnmente es la tipo bloque 3.3.2.2.3. Otros métodos para tomar muestras), que puede ser tomada tanto del fondo como de las paredes de la trinchera.

d) Pozos y zanjas de exploración

Es posible tomar muestras inalteradas en el fondo y paredes de estas excavaciones, aunque se recomienda que, en el documento que se redacte para planificar el reconocimiento geotécnico y que ha de servir de guía a estos trabajos, se prohíba expresamente la toma manual de muestras, con personal trabajando a más de un metro de profundidad, salvo que la excavación esté debidamente entibada; los accidentes en este tipo de prospecciones son frecuentes y peligrosos.

Para documentar la ejecución de estas excavaciones se recomienda dibujar un croquis en planta, en el que se refleje su situación y se indiquen sus coordenadas, hacer una descripción de los materiales excavados y de los que aparecen en el fondo de la excavación con la ayuda de dibujos y fotografías adecuados, señalar la situación del nivel freático y anotar la relación de muestras tomadas y ensayos *in situ* que se hayan podido realizar.

e) Perforaciones mecánicas

En las Tablas 3.12, 3.13 y 3.14, en forma resumida se presentan los diferentes métodos de exploración, procedimientos tipo de muestra a recuperar, aplicaciones y limitaciones de cada uno de estos.

Tabla 3.12. Métodos de perforación en suelos y rocas blandas (FHWA, 2006)

MÉTODO	PROCEDIMIENTO	APLICACIONES	LIMITACIONES
Perforación con taladro.	Se perfora en condiciones secas con la energía de la mano de obra o del motor del taladro; las muestras son recuperadas del taladro.	En suelos y rocas; para identificar unidades geológicas y contenido de agua sobre el nivel freático.	Se destruye la estratificación del suelo y la roca, muestreo mezclado con agua bajo el nivel freático.
Perforación con taladro hueco.	La perforación avanza por el taladro de vástago hueco.	Utilizado típicamente en los suelos que requieren mantener abierto el sondeo para el muestreo.	El muestreo es limitado para gravas de gran tamaño; es difícil mantener el equilibrio hidrostático bajo el nivel freático.
Perforación con lavado.	Se perfora y se aplica un chorro fuerte de suelo; los cortes se remueven por el fluido circulante y se descargan con suavidad en el recipiente de decantación.	Para materiales cohesivos firmes y granulares de grano fino a grueso.	El material grueso tiende a sedimentarse en la parte inferior del agujero; no debe ser utilizado por encima del nivel freático donde se deseen muestras inalteradas.
Perforación con percusión – Prueba con martillo Becker (BPT).	La perforación avanza usando el martillo diesel doble para penetrar 168 mm.	Utilizado típicamente en suelos con grava y guijarros; el encamisado es ampliable si se desea un muestreo de los materiales	La fricción del encamisado dificulta el ensayo.
Excavación con tenazas (Cuchara de retroexcavadora).	Se avanza de 0.6 a 1.2 m de profundidad con los dientes de corte. En la terminación de cada avance, el material de la excavación se recupera y el suelo se vacía sobre el terreno.	Aplicable para suelos por encima del nivel freático; se puede cavar en suelos duros y puede penetrar suelos con guijarros y cantos rodados si está equipado adecuadamente.	No aplicable en arenas limpias; Se utiliza para obtener volúmenes grandes de muestras alteradas y donde sea necesario incorporar un taladro para hacer observaciones.

Tabla 3.13. Métodos de perforación en roca (FHWA, 2006)

MÉTODO	PROCEDIMIENTO	TIPO DE MUESTRA	APLICACIONES	LIMITACIONES
Rotación en roca (ASTM D 2113)	El tubo externo con diamante (o el carburo de tungsteno) corta la roca para poder perforar; el núcleo de roca se protege por un tubo interno estacionario; los cortes se limpian con un chorro de agua hacia arriba	Cilindro de diámetro de 1 a 4 plg (25 a 100 mm) y de largo de 10 pies (3 m). El tamaño estándar de un núcleo es de 2 1/8 plg de diámetro (54 mm)	Para obtener un núcleo continuo en roca (el porcentaje del núcleo recuperado depende de las fracturas, de la variabilidad de la roca, del equipo, y de la habilidad de los perforadores)	Pérdida de núcleos en roca fracturada o variable; obstrucción de la perforación en roca gravemente fracturada; inmersión de lecho y empalme evidente pero no ajustado
Rotación en roca con línea guía	Igual al anterior, pero con una tubería interna inmóvil	Cilindro de roca de diámetro de 1 1/8 a 3 3/8 de pulgada (28 a 85 mm) y largo de 5 a 10 pies (1.5 a 3 m)	Para recuperar un mejor núcleo en roca fracturada para obtener un ciclo mucho más rápido de recuperación del núcleo y reinicio de la perforación en sondeos profundos	Pérdida de núcleos en roca fracturada o variable; obstrucción de la perforación en roca gravemente fracturada; inmersión de lecho y empalme evidente pero no ajustado
Rotación en arcillolita expansiva, roca blanda	Similar a la rotación en roca, el núcleo expansivo es contenido por un tercer elemento interno de plástico	Cilindro de suelo de diámetro de 1 1/8 a 3 3/8 de pulgada (28 a 85 mm) y largo de 2 a 5 pies (0.6 a 1.5 m), protegida por un tubo plástico	En suelos o rocas blandas que se pueden expandir o desintegrar rápidamente con el aire (protegidas por un tubo de plástico)	Muestra muy pequeña; equipos más complejos que en otras técnicas de muestreo para suelos

Tabla 3.14. Otros métodos de exploración (FHWA, 2006)

MÉTODO	PROCEDIMIENTO	TIPO DE MUESTRA	APLICACIONES	LIMITACIONES
Cámara de perforación	Se revisa el interior del sondeo de la perforación con una fotografía circular o un *scan*	Ninguna muestra, pero si hay una representación visual del material.	Para examinar la estratificación, las fracturas, y las cavidades en paredes del sondeo.	Es mejor que se utilice por encima del nivel freático, o cuando se requiera por debajo del nivel freático, el sondeo puede ser estabilizado con agua.
Rotación o cable taladro	Cortador dentado que rota o cincel que golpea y rompe	Pulverizada	Para penetrar cantos rodados, gravas gruesas; para identificar dureza o rata de perforación	Identificación difícil de suelo o roca
Método de percusión (Martillo hammer o martillo de aire)	Perforación usando impacto; los cortes son removidos por aire comprimido	Polvo de roca	Para rocas, contactos blandos o cavidades en la roca.	El taladro se tapa por el suelo húmedo

3.3.2.2.2. Exploración geofísica

La geo-resistividad eléctrica, la refracción sísmica y las imágenes de geo-radar son valiosas metodologías que bien combinadas permiten zonificar adecuadamente el subsuelo e identificar áreas cavernosas (Figura 3.6), depósitos arcillosos, lentes o lechos de gravas y arenas, profundidad hasta la roca base, rocas de pobre calidad, grado de desgarrabilidad de la roca, módulo de Young (dinámico), relación de Poisson, módulo de rigidez, coeficiente sísmico, vías de flujos subterráneos erosivos o disolventes, etc., etc.

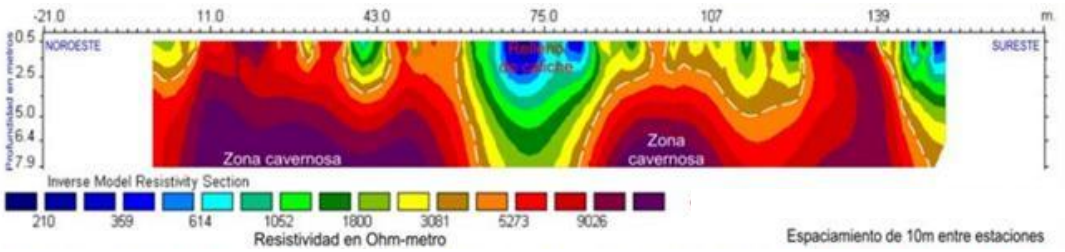


Figura 3.6. Imagen de una zona cavernosa (DE LEÓN, s.f.)

Los métodos geofísicos tienen su campo de aplicación más idóneo cuando es necesario investigar, de un modo rápido y económico, áreas extensas o alineaciones de gran longitud, sin embargo para el caso de exploración geotécnica, **los métodos geofísicos sólo son complementarios, y en ningún caso serán válidos como exploración del suelo.**

En la Tabla 3.15 se presenta un resumen de las características de algunos de los métodos geofísicos de exploración.

Tabla 3.15. Métodos de exploración geofísica (FHWA, 2006)

MÉTODO	PROCEDIMIENTO	APLICACIONES	LIMITACIONES
Gravimétrico	El campo gravitacional de la tierra se mide en superficie	– Identificación de grandes zonas de vacío. – Identificación de objetos grandes que poseen densidades inusualmente altas o bajas.	– Los resultados no son únicos (más de una condición sub-superficial puede dar el mismo resultado). – Delimitar zonas de relleno o terrenos no consolidados – Es una herramienta de reconocimiento inicial; las aplicaciones en ingeniería

MÉTODO	PROCEDIMIENTO	APLICACIONES	LIMITACIONES
			geotécnica son limitadas.
Magnético	El campo magnético de la tierra se mide en superficie	– Identificación de materiales ferrosos. – Identificación de suelo o rocas que contienen gran cantidad de minerales magnéticos	– Los resultados no son únicos (más de una condición sub-superficial puede dar el mismo resultado). – Es una herramienta de reconocimiento inicial; las aplicaciones en ingeniería geotécnica son limitadas.
Sísmico	Consistente en la evaluación del registro de eco reflejado por el terreno a ondas de presión generadas en superficie	– Geología: Determinación de espesores de recubrimiento, cambios laterales, fracturas, forma aproximada de los lechos rocosos, etc. – Geotecnia: Determinación del espesor de la zona alterada del sustrato y determinación del módulo de deformación (E). Su aplicación más clara, en cimentaciones, es la determinación del espesor de suelos que cubren una formación rocosa; sedimentos aluviales de un valle. Permite caracterizar con detalle el comportamiento dinámico del terreno, y es especialmente útil para cálculos dinámicos y sísmicos. – Sísmica de refracción, dependiendo de la señal cubre unos 40-50 m de profundidad máxima. Es la más utilizada en geotecnia.	– Sísmica de reflexión: Para ondas reflejadas. Aunque tiene gran capacidad de penetración la parte superficial no se detecta, por lo que su utilidad en geotecnia es limitada.

MÉTODO	PROCEDIMIENTO	APLICACIONES	LIMITACIONES
Eléctrico	Consiste en medir las características de la corriente generada dentro del terreno al aplicar una diferencia de potencial entre dos puntos de la superficie	– La interpretación de los datos permite hacer mapas de la resistividad del suelo en profundidad. Con los dispositivos usuales, se pueden alcanzar profundidades de 20 a 30 m. – Se miden las propiedades eléctricas de las rocas y suelos, y del agua que rellena sus poros como: resistividad, conductividad, actividad electroquímica, constante dieléctrica.	
Geotérmico		– Útil para complementar el mapeo hecho por imágenes en el infrarrojo, con lo cual se obtiene un mapa con las anomalías de temperatura superficial y a varias profundidades. – Puede considerarse para el caso de cimentaciones profundas, donde estas puedan verse afectadas por las altas temperaturas, y generen deformaciones o asentamientos de la estructura, pero debido a la fluencia de los materiales de la cimentación	
Radioactivo		– Su aplicación en ingeniería de cimentaciones, no es directa, pero la localización de elementos radiactivos permite la identificación de los diferentes tipos de rocas	

MÉTODO	PROCEDIMIENTO	APLICACIONES	LIMITACIONES
Métodos nucleares cercanos a la superficie (densímetro nuclear)			
Contenido de humedad con neutrones	El instrumento se ubica sobre el terreno y los neutrones son emitidos dentro del suelo. Los neutrones que retornan son relacionados con el contenido de humedad del terreno (los átomos de hidrógeno decrecen, la energía de los neutrones es registrada por el sensor).	– Estima el contenido de agua en un suelo compactado. – Estima el contenido de asfalto en concreto asfáltico. – Puede ser cuantitativo si ha sido calibrado adecuadamente a las condiciones de sitio.	– Profundidad de exploración limitada (pocos centímetros, entre 5 y 30 cm). – Posible riesgo para la salud y la seguridad si el operario no está bien entrenado. – Se detectan iones de hidrógeno (ej. Gas, arcilla) en estratos que no contengan agua.
Densidad Gamma	El instrumento se ubica sobre el terreno y la radiación gamma es emitida dentro del suelo. La energía gamma que retorna es una función de la densidad del material (los materiales más densos absorben más energía gamma, la energía es registrada por el sensor).	– Estima la densidad del suelo o el concreto asfáltico.	– Profundidad de exploración limitada (pocos centímetros, entre 5 y 30 cm). – La profundidad de exploración se limita si el equipo no puede penetrar el material. – Posible riesgo para la salud y la seguridad si el operario no está bien entrenado.
Métodos con perforación			
Crosshole / Downhole	La fuente de energía y los geófonos son ubicados en las perforaciones y/o sobre la superficie; los tiempos de recorrido del intervalo se convierten en velocidad de onda sísmica en función de la profundidad en la perforación	– Medición de las velocidades de onda para análisis de respuesta sísmica del sitio. – Profundidad hasta el nivel freático. – Correlación de unidades litológicas con una superficie sísmica. – Identificación de estratos delgados en profundidad. – Permite obtener perfiles de las velocidades en profundidades de 30 m a 60 m.	– Requiere de uno o más sondeos y equipo de soporte en campo significativo.

MÉTODO	PROCEDIMIENTO	APLICACIONES	LIMITACIONES
Registro de suspensión	El equipo de campo es ubicado en un fluido que llena una perforación y es usado para medir las velocidades de las ondas P (de compresión) y las ondas S (de corte) en el suelo o roca alrededor.	– Medición de las velocidades de onda para análisis de respuesta sísmica del sitio. – Correlación de unidades litológicas con una superficie sísmica. – Identificación de estratos delgados en profundidad.	– Requiere de perforación y equipo de soporte en campo significativo. – El sondeo debe ser llenado con el fluido.
Registro eléctrico	El instrumento de campo se coloca en una perforación. Los campos eléctricos o electromagnéticos se aplican directamente, se inducen en el suelo o roca circundante y se mide la resistencia eléctrica	– Estima la porosidad o permeabilidad del suelo o roca. – Identificación de fuentes de contaminación inorgánica o intrusión de agua salada. – Identificación de estratos delgados en profundidad	– Requiere de perforación y significativo equipo de soporte en campo, el cual puede ser ampliado. – Generalmente no se puede usar en un sondeo sellado. – Puede requerir fluido para llenar la perforación – Los resultados pueden ser dependientes de la salinidad del lodo de perforación
Registro nuclear	El instrumento de campo se coloca en una perforación. El suelo o roca circundante es irradiado con partículas de neutrones y/o energía gamma. La energía y los neutrones que regresan al equipo, son medidos y se relacionan con la densidad, porosidad y tipo de fluido de los poros del material analizado.	– Estima el tipo de roca o suelo, densidad porosidad y densidad del fluido de poros. – Identificación de estratos delgados en profundidad	– Requiere de perforación y equipo de soporte en campo significativo, el cual puede ser ampliable. – Posible riesgo para la salud y la seguridad si el operario no está bien entrenado.

MÉTODO	PROCEDIMIENTO	APLICACIONES	LIMITACIONES
Registro de la litología	El instrumento de campo se coloca en una perforación; naturalmente ocurren campos eléctricos y niveles de radiación que son medidos y relacionados con el tipo de suelo o roca.	– Clasificación del tipo de suelo o roca. – Identificación de estratos delgados en profundidad.	– Requiere de perforación y equipo de soporte en campo significativo, el cual puede ser ampliable. – Puede requerir fluido para llenar la perforación. – Los resultados pueden ser dependientes de la salinidad del lodo de perforación y/o de las condiciones específicas del sitio.
Otras técnicas			
Sondeos Magnetotelúricos SMT	Se miden las diferencias de potencial de las corrientes telúricas que se originan en el campo geomagnético	– Detección de Fallas, Contactos y Buzamientos, Cuerpos Conductivos, Cavidades y Acuíferos.	– No necesitan fuente, pero es necesario que haya fluctuaciones en el campo geomagnético para obtener buenos resultados.
Geo-radar o Ground Penetrating Radar (GPR)	Es un método que utiliza fuentes de corriente alterna donde se obtiene información mediante la reflexión de ondas electromagnéticas de alta frecuencia 100 KHz a 800 MHz.	– Su ventaja es el alto grado de resolución detectándose cuerpos pequeños difícilmente localizables con otros métodos. – Determinación de la presencia de zonas saturadas, ayudan a conocer la geometría del acuífero, permite detectar desde la armadura en el hormigón hasta huecos kársticos en la parte más superficial, pasando por toda clase de tuberías, conducciones, capas de afirmado, gravas, arqueología, etc.	– Limitado el alcance de penetración por las altas frecuencias

3.3.2.2.3. Toma de muestras

La recuperación de muestras representativas para su ensayo en el laboratorio y la ejecución de pruebas en el terreno son dos de los aspectos primordiales del programa de exploración. Las muestras de suelos se dividen en dos clases: alteradas e inalteradas. Las primeras se utilizan principalmente con fines de identificación y de clasificación, mientras las segundas se emplean de preferencia en la ejecución de pruebas de resistencia y de consolidación.

La toma de muestras más usual en los reconocimientos geotécnicos se realiza en las perforaciones mediante tomamuestras específicos adaptados al tipo de terreno.

El procedimiento debe quedar documentado indicando, para cada muestra o grupo de muestras, su procedencia (perforación, apique o alguna información de referencia, como coordenadas conocidas), la columna litológica correspondiente al lugar donde se hace la toma, la indicación expresa de su profundidad, la posición del nivel freático en el lugar donde se tomó la muestra, así como cualquier observación que el técnico responsable crea oportuna.

Ya que las muestras se toman para hacer ensayos de laboratorio, la programación del número de ellas y su ubicación sólo deberá definirse tras considerar los ensayos que resulten necesarios para analizar los problemas objeto del informe geotécnico, en los literales A.2.4.3, H.3.2.4.B, y H.3.3.1 de la NSR-10, se dan algunos criterios para definir las muestras a tomar.

En los procedimientos de muestreo se requiere la aplicación de las normas de ensayos INV E-101, E-102, E-103, E-105, E-108, E-111, E-201 y E-202 /07.

En la Tabla 3.16 se presentan, de manera resumida, características de algunos muestreadores que toman muestras alteradas.

Tabla 3.16. Muestreadores comunes para la toma de muestras alteradas de suelo (FHWA, 2006)

MUESTREADOR	DIMENSIONES TÍPICAS	SUELOS EN LOS QUE SE PUEDEN OBTENER LOS MEJORES RESULTADOS	MÉTODO DE PENETRACIÓN	CAUSA DE POCA RECUPERACIÓN	OBSERVACIONES
Tubo partido	Las estándar son: diámetro exterior de 50 mm, e interior de 35 mm.	Todos los suelos más finos que el tamaño de una grava que permita el muestreo; las gravas invalidan los datos tomados; un retenedor de suelo puede ser requerido en suelos granulares.	Golpes con martillo de 64 kg	Grava que se encuentre en bloque	Una prueba SPT puede ser desarrollada; son muestras altamente alteradas.
Broca helicoidal	El diámetro oscila entre 75 a 400 mm; la profundidad de penetración puede llegar hasta los 15 m	Principalmente suelo sobre el nivel freático; no penetrará en suelos duros o con contenido de guijarros o cantos rodados.	Rotación	Suelos duros, guijarros, cantos rodados	Método para la determinación del perfil estratigráfico, se pueden obtener muestras en bolsa; se registra el tipo de muestra y la profundidad de la toma; hay necesidad de explicar el tiempo de retraso entre la penetración y la llegada de la muestra a la superficie, reducir al mínimo errores en la estimación de la profundidad de la muestra
Taladro de disco	Diámetro hasta de1 m; tiene generalmente una penetración máxima en profundidad de 8 m				
Tenazas (Taladro bucket)	Ancho hasta de 1.2 m con largos variables: si se utilizan extensiones; son posibles profundidades de hasta 25m.	Principalmente suelo sobre el nivel freático; puede penetrar en suelos duros y con contenido de guijarros o cantos rodados, además se pueden tomar muestras en roca si el equipo es adecuado	Rotación	Suelo muy difícil de penetrar	Varios tipos de tenazas están disponibles, incluyendo algunas con dientes ripper y con herramientas de corte; el progreso es lento cuando se utilizan las extensiones
Taladro de prueba de muestras grandes (Large penetration test -LPT)	Diámetro interior de 50 a 75 mm, y exterior de 63 a 89 mm (ej: Muestreador converse, muestreador california)	En arenas a suelos gravosos	Golpes con martillo de 160 kg	Gravas de gran tamaño, guijarros y cantos rodados	La muestra está intacta pero muy alterada; la resistencia puede ser registrada durante la penetración, pero no es equivalente al valor N del SPT, y es más variable debido a que el equipo y el método no son estándar.

En la Tabla 3.17 se presentan, de manera resumida, características de algunos muestreadores que toman muestras inalteradas.

Tabla 3.17. Muestreadores comunes para la toma de muestras inalteradas de suelo y roca (FHWA, 2006)

MUESTREADOR	DIMENSIONES TÍPICAS	SUELOS EN LOS QUE SE PUEDEN OBTENER LOS MEJORES RESULTADOS	MÉTODO DE PENETRACIÓN	CAUSA DE POCA RECUPERACIÓN	OBSERVACIONES
Tubo Shelby	El más común tiene 76 m de diámetro externo y 73 de diámetro interno; pero están disponibles con diámetro externo desde 50 a 127 mm; la longitud estándar es de 760 mm.	Suelos cohesivos de grano fino o suelo blandos; suelos gravosos o muy duros deformarán el tubo.	Presión con movimiento relativamente rápido; se puede usar cuidadosament e martillo pero este inducirá perturbación adicional	Presión errática aplicada durante el muestreo, martilleo, partículas de grava, prensar el borde del tubo, suelo incorrecto para el muestreo, penetrar el tubo más del 80% de la longitud de este.	El dispositivo más simple para las muestras inalteradas; la perforación debe estar limpia antes de que se baje el muestreador; poca área inútil en el muestreo; no es conveniente para suelos duros, densos o gravosos
Pistón estacionario	Tiene 76 m de diámetro externo; disponibles con diámetro externo desde 50 a 127 mm; la longitud estándar es de 760 mm.	Arcillas de consistencia media a blanda y limos finos; no adecuado para suelos arenosos	Presión continua	Presión errática durante el muestreo, permitir a la barra del pistón moverse durante la presión, el tipo de suelo incorrecto para el muestreo	En el extremo del pistón se requiere de un aparejo pesado de taladro con cabeza hidráulica para prevenir la entrada del líquido y la contaminación del material; muestras generalmente menos alteradas comparadas con las obtenidas mediante tubo Shelby; no es conveniente para suelos duros, densos, o gravosos
Pistón hidráulico (Osterberg)	El más común tiene 76 m (3 plg) de diámetro externo y están disponibles con diámetro externo desde 50 a 100 mm (2 a 4 plg); la longitud estándar es de 910 mm.	Limos y arcillas, y algunos suelos arenosos	Presión hidráulica o neumática	Fijación con abrazadera inadecuada de las barras del taladro, presión errática	Sólo necesita las barras estándar del taladro; requiere capacidad hidráulica o neumática adecuada para activar el muestreo; las muestras se alteran generalmente menos que las obtenidas mediante el tubo Shelby; no es conveniente para suelos duros, densos, o gravosos.

MUESTREADOR	DIMENSIONES TÍPICAS	SUELOS EN LOS QUE SE PUEDEN OBTENER LOS MEJORES RESULTADOS	MÉTODO DE PENETRACIÓN	CAUSA DE POCA RECUPERACIÓN	OBSERVACIONES
Muestreador Denison	De diámetro externo de 89 a 177 mm (3.5 a 7 plg), produce muestras de 60 a 160 mm (2 3/8 a 6.3 plg); de longitud 610 mm (24 plg).	Arcillas duras a muy duras, limos y arenas con algo de cementación, roca blanda.	Rotación y presión hidráulica	Operación inapropiada del muestreador, procedimientos pobres de perforación	La cara del tubo interno se proyecta más allá del tubo externo que gira; la longitud de la proyección puede ser ajustada; toma generalmente buenas muestras; no es conveniente para arenas sueltas y arcillas blandas
Muestreador Pitcher	De diámetro externo de 100 mm (4 plg); se usa de 76 mm (3 plg) para tubos shelby; de longitud 610 mm (24 plg).	Las mismas que para el Denison	Las mismas que para el Denison	Las mismas que para el Denison	Difiere del Denison en que la proyección del tubo interno es controlada por un resorte; sin embargo no es efectivo en suelos no cohesivos.
Muestreador Foil (de hoja)	Muestra continua en tubos de 50 mm (2 plg) de diámetro, y una longitud de hasta 2 m (65 pies).	Suelos de grano fino, incluyendo arcillas blandas sensitivas y limos	Penetración en el terreno con movimiento constante; las pausas ocurren para agregar segmentos a la muestra barril.	Los muestreadores no deben ser utilizados en suelos con contenido de fragmentos o bloques de roca	Las muestras son rodeadas por tiras finas de acero inoxidable, almacenadas sobre el cortador, para prevenir el contacto del suelo con el tubo.
Portanúcleos y brocas	Brocas de tubo doble o triple, con incrustaciones de diamante, de diámetros sugeridos NX, NWG, o NWPAM para obtener un tamaño aproximado del núcleo de 2 pulgadas	roca dura.	Rotación.	Tipo de suelo incorrecto para el muestreo.	Si se encontraran rocas metamórficas o sedimentarias blandas, las muestras de núcleos deben ser envueltas firmemente en un embalaje a prueba de humedad tal como papel de aluminio o plástico para prevenir el secado de muestras.

La toma de muestras inalteradas o poco alteradas de suelos granulares limpios no es posible por procedimientos convencionales. En algunas arenas resultan eficaces los tomamuestras de pistón tipo Osterberg o tipo Bishop.

Cuando se considera el muestreo en roca, las dimensiones, el tipo de muestreador, y el fluido para las perforaciones son variables importantes. La profundidad mínima del muestreo en roca se resuelve con base en la geología local y el tipo de estructura que se construirá. La muestra se toma a una profundidad que asegure que no se encuentre en un canto rodado.

Otros métodos para tomar muestras

- **Muestras inalteradas en bloque**

  Se toman en el fondo o laterales de cada apique o trinchera tallando un prisma de 30x30 cm, con su posición original indicada (Figura 3.7).

  Inmediatamente después de su extracción debe parafinarse al menos con tres capas para conservar su humedad y protegerla en el transporte.

  Debe tomarse en suelos cohesivos, de consistencia media a dura, o en rocas. La calidad de la muestra obtenida por este procedimiento es excelente.

  Es un procedimiento algo engorroso y se utiliza cuando no hay otra opción (sondeos) o cuando el terreno no permite la obtención de muestras de buena calidad en sondeos (limos blandos). De todas maneras deben seguirse los requisitos de la Norma de ensayos de materiales para carreteras (INVIAS, 2008).

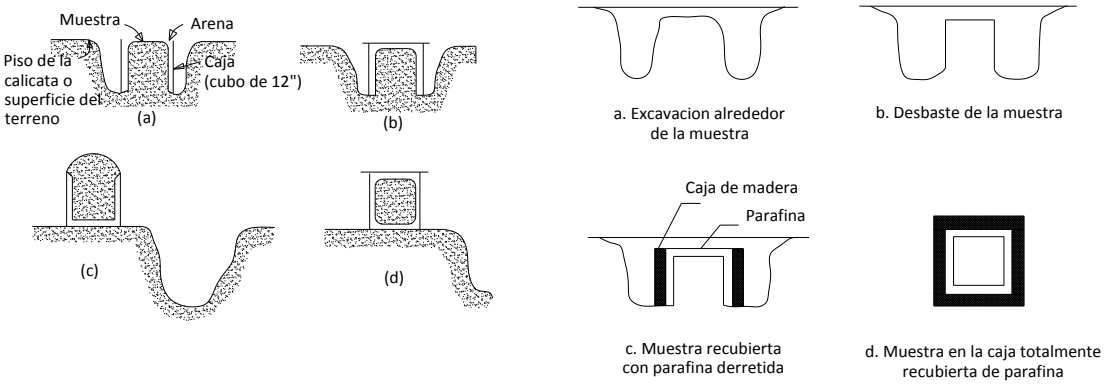


Figura 3.7. Procedimiento para la toma de muestras en bloque (ROJAS, 2007 pág. 10)

3.3.2.2.4. Tomamuestras

Una gran variedad de tomamuestras o muestreadores está disponible para obtener las muestras del suelo o roca para los proyectos geotécnicos de la ingeniería. Estos incluyen las herramientas estándar de muestreo que son ampliamente utilizadas así como los tipos especializados que pueden ser únicos de acuerdo con las preferencias locales.

Sin importar el tipo de tomamuestras utilizado, se deben seguir las indicaciones dadas en la Norma INV E-103 (Conservación y transporte de muestras).

En las Tablas 3.16 y 3.17 se relacionan los tomamuestras más comunes para suelos. En las Figuras 3.8 y 3.9, se ilustran algunos tubos tomamuestras y en la Figura 3.10 se presenta un esquema de la caja portanúcleo, la cual como ya se mencionó debe seguir los lineamientos de las Normas para ensayos de materiales para carreteras del INVIAS.

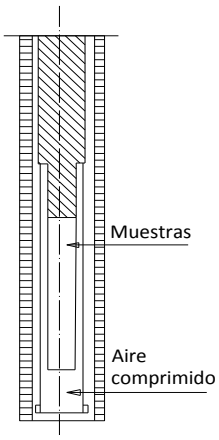


Figura 3.8. Esquema de tomamuestras Bishop

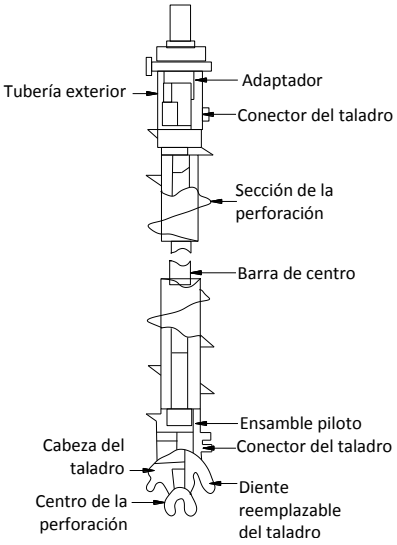


Figura 3.9. Taladros de vástago hueco (FHWA, 2006)

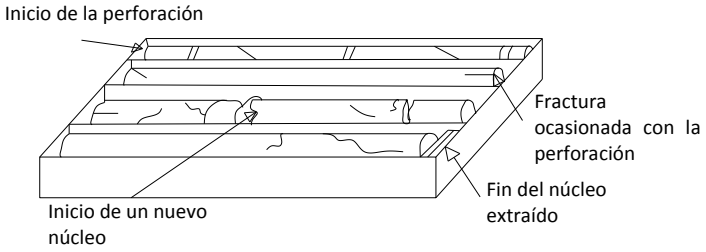


Figura 3.10. Ubicación de los núcleos de roca dentro del embalaje

La recuperación de muestras está normalizada en la Norma INV E-108.

3.3.2.2.5. Ensayos *in situ*

La determinación de las características del terreno mediante ensayos *in situ* ofrece una ventaja clara sobre la determinación de características en laboratorio.

Este Manual recomienda determinar el mayor número de parámetros geotécnicos mediante ensayos *in situ*, especialmente los relativos a la resistencia al corte, la compresibilidad y la permeabilidad. Los ensayos de laboratorio permiten después ampliar esas características a rangos de esfuerzos y ambientes diferentes a los de los ensayos *in situ* y que pudieran ser de interés dentro de los objetivos del reconocimiento.

Adicionalmente, la obtención, preparación y ensayo en el laboratorio, de muestras inalteradas de depósitos heterogéneos y de suelos sin cohesión es muy complicada, siendo necesario recurrir a la ejecución de ensayos en el terreno para medir los parámetros del suelo requeridos para el diseño.

3.3.2.2.5.a. Ensayos en suelo

Aunque el ensayo más común es el de penetración normal (norma INV E-111), hay otros que suministran información útil y variada, como se resume en la Tabla 3.18, adaptada del Manual de Carreteras. Volumen No. 3. Instrucciones y Criterios de Diseño, de la Dirección de Vialidad, del Ministerio de Obras Públicas de Chile (MOP-CHILE, 2010).

Tabla 3.18. Ensayos In situ (MOP-CHILE, 2010)

TIPO DE ENSAYO	NORMA INV/ASTM	SUELOS DONDE SE RECOMIENDA	PROPIEDADES QUE PERMITE DETERMINAR
Ensayos de penetración dinámicos			
Ensayo de penetración normal (SPT)	INV E-111 D1586	Arena y grava fina	– Evaluación cualitativa de la compacidad. – Comparación cualitativa de la estratificación del subsuelo.
Ensayos de penetración estática			
Cono estático CPT	D3441	Todos, excepto gravas	– Evaluación de la densidad y la resistencia de las arenas. – Evaluación continua de la resistencia al corte no drenada en arcillas.
Cono de fricción eléctrico	D5778		
Veleta	INV E-170 D2573	Suelos cohesivos	– Resistencia al corte no drenada.
Ensayo del presurímetro	D4719	Todos los suelos	– Capacidad de carga y compresibilidad.
Ensayo del dilatómetro de placa plana	D6635	Todos, excepto gravas	– Coeficiente de empuje en reposo. – Razón de pre-consolidación – Módulo de deformación. – Resistencia al corte.

a) Ensayos de penetración dinámicos

Los ensayos de penetración dinámica consisten en hincar mediante golpes, en el terreno, una punta maciza de hierro, situada en el extremo de una tubería, y medir lo que penetra en función del número de golpes y de la energía liberada en cada uno de ellos.

Para problemas de resistencia frente a cargas cíclicas (licuefacción) el ensayo más indicado es el de corte simple. Para problemas de deformación dinámica el ensayo más adecuado es el de columna de resonancia.

– Ensayo de penetración estándar SPT

El ensayo de penetración estándar, SPT (*Standard Penetration Test*), es el más común dentro de los ensayos *in situ*; prácticamente todas las empresas dedicadas a los reconocimientos geotécnicos disponen del equipo necesario para realizarlo.

El ensayo está normalizado (Norma INV E-111) y su ejecución debe ser cuidadosa, de manera que el resultado pueda ser interpretado en el contexto de la gran experiencia existente. En particular se advierte que son diversas las variables que pueden afectar el resultado del ensayo, como se observa en la Figura 3.11, se presentan los resultados de un ensayo sin corrección y uno con corrección, debido a las diferentes variables.

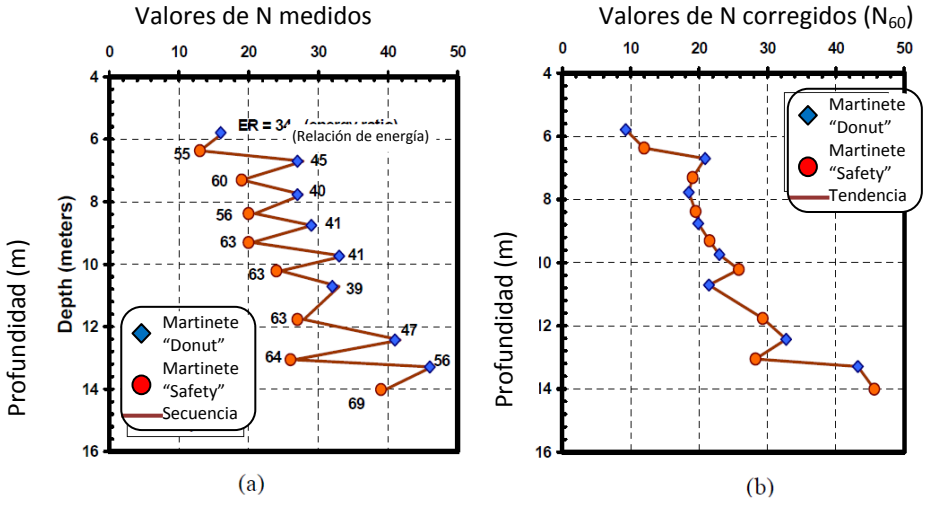


Figura 3.11. Valores N del SPT: a) Datos no corregidos; b) Datos corregidos a una eficiencia del 60% (FHWA, 2006)

Es posible establecer criterios de carga de cimentaciones superficiales o profundas, para estimar los asentamientos, con base en resultados de ensayos SPT cuando las formaciones son arenosas normales y sobre las que existe experiencia local contrastada. Sólo se pueden obtener valores orientativos respecto a estos criterios cuando los ensayos SPT se realizan en suelos cohesivos o rocas blandas.

En formaciones arenosas calcáreas, particularmente de origen orgánico (conchíferas, coralinas, etc.), se recomienda no utilizar los criterios usuales basados en experiencia del SPT; las estimaciones del asentamiento pueden resultar excesivamente optimistas.

Las correcciones y correlaciones más comunes, que se efectúan a los resultados del ensayo SPT, se incluyen en el Capítulo 4 de este Manual.

b) Ensayos de penetración estática

- **Cono estático (CPT)**

En consideración a que el ensayo de penetración estático CPT (*Cone Penetration Test*), no se encuentra en las Normas de ensayo de materiales para carreteras del INVIAS, el ensayo se describirá en forma breve.

El ensayo consiste en una hinca, mediante empuje, de una varilla con una punta adecuada, a velocidad lenta (1 a 3 cm/s), dentro del terreno. El equipo utilizado en Colombia es el presentado en la Norma ASTM D 3441.

El avance del penetrómetro se realiza en intervalos discontinuos de modo que se pueda medir la resistencia a la penetración de la punta sola o del conjunto completo. Existen equipos automáticos que miden, en una hinca continua, la resistencia al avance en la punta y la resistencia a la penetración por fricción (D5778).

Los equipos varían según su capacidad de empuje y las distintas formas de las puntas. En los gráficos de resultados conviene incluir un esquema del tipo de punta utilizado, pues este dato no siempre es el mismo (varias normativas). Ver Figura 3.12.

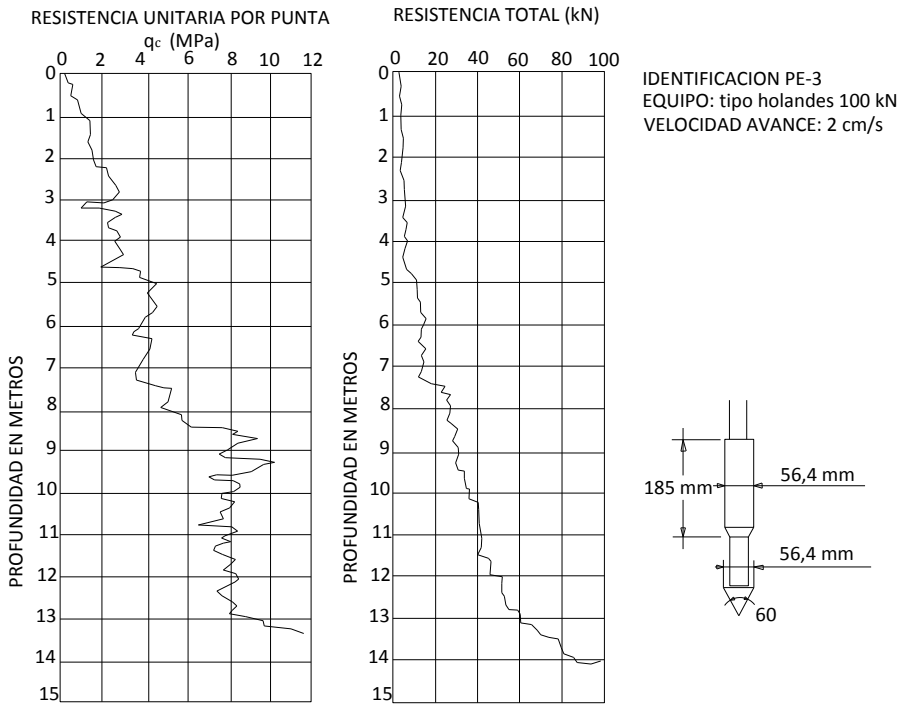


Figura 3.12. Ensayo de Penetración estática (MOPU, 2005)

La interpretación de estos ensayos permite determinar la resistencia al corte del terreno y obtener una descripción indirecta del tipo de suelo atravesado y de su compresibilidad. Como se observa en la Figura 3.12, en el eje horizontal está la resistencia y en el eje vertical la profundidad, para el caso que se muestra la resistencia aumenta con la profundidad.

- **Veleta**

El ensayo de veleta o *vane test*, realizado en el fondo de las perforaciones o mediante hinca directa hasta el nivel de ensayo, está especialmente indicado para investigar la resistencia al corte no drenada de suelos arcillosos blandos.

Este ensayo se encuentra normalizado con la Norma INV E-170.

En la Figura 3.13, se presentan de manera esquemática los componentes esenciales del equipo y el procedimiento del ensayo.

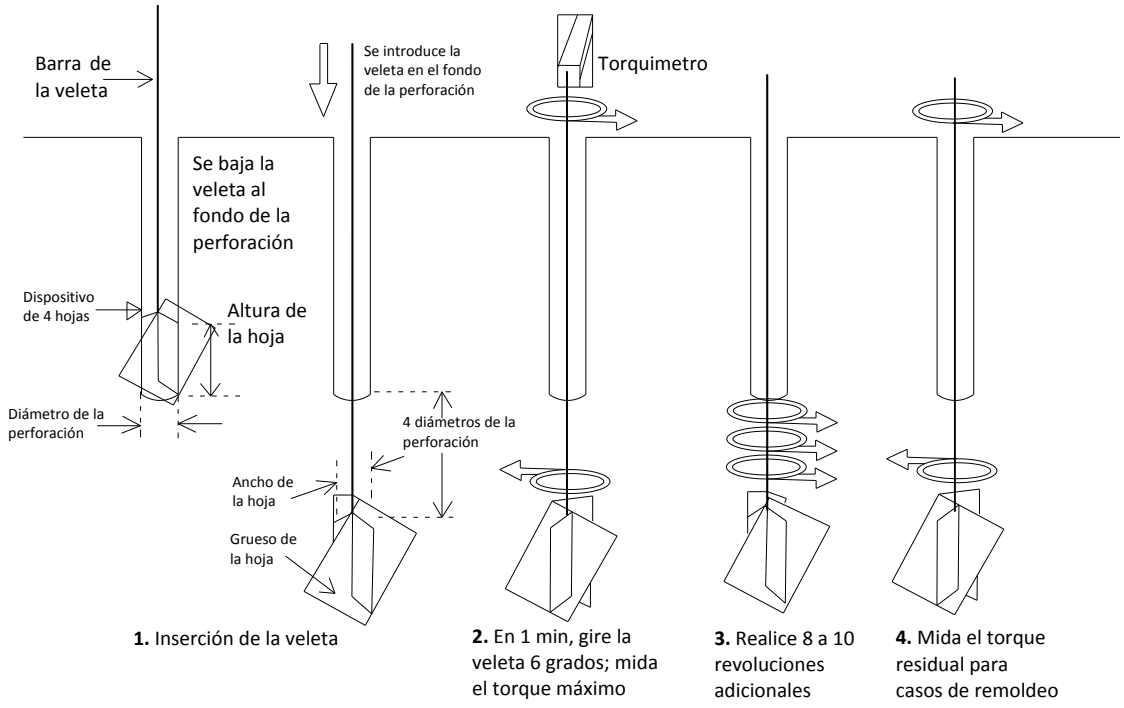


Figura 3.13. Equipo y procedimiento del Ensayo de Veleta

Los parámetros de resistencia que se obtienen están igualmente indicados para la determinación de los asentamientos de cimentaciones superficiales o profundas en condiciones no drenadas.

- **Presurímetros (PMT)**

La prueba de presurímetro PMT, no se encuentra en las Normas de ensayo de materiales para carreteras del INVIAS, por lo que el ensayo, se describe brevemente. Para profundizar en el ensayo se puede consultar la norma ASTM D4719.

El ensayo consiste en la aplicación de una presión en el interior del terreno midiendo la deformación que se provoca. Normalmente el ensayo se realiza en el interior de una perforación donde se introduce el equipo presurímétrico. Recientemente se ha comenzado a utilizar el presurímetro autoperforador SBP (*Self-Boring Pressuremeter*) que va alojado en el propio equipo de perforación y, en consecuencia, no requiere la separación del ensayo en dos fases. Con este nuevo equipo se evitan la relajación de esfuerzos y la deformación previa (incluso posible rotura) que se puede producir antes de posicionar los

presurímetros convencionales. También pueden utilizarse presurímetros hincados en suelos blandos (PIP, *Push-In Pressuremeter*) (Figura 3.14).

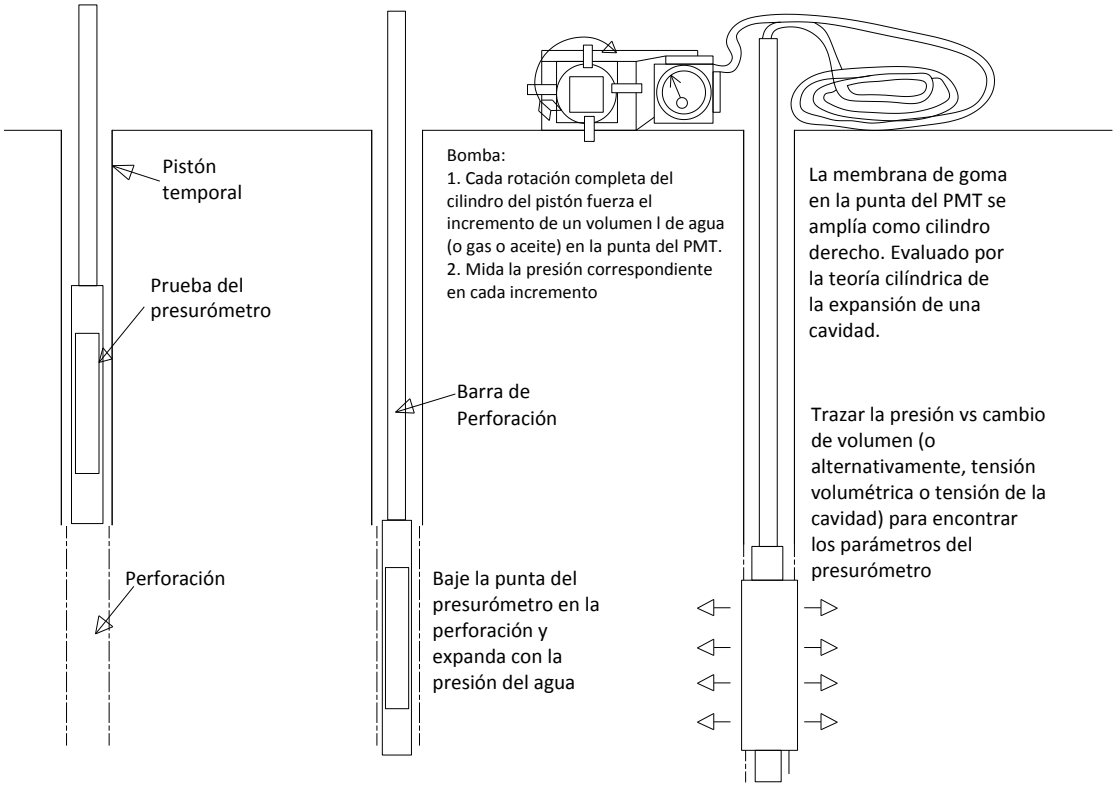


Figura 3.14. Esquema del Presurímetro (FHWA, 2006)

En los presurímetros se utiliza un recinto cerrado por una membrana que aloja un volumen de fluido controlable. El aumento del volumen del fluido comprime la membrana contra las paredes del sondeo. Con estos dos datos (volumen y presión) se puede preparar el diagrama deformación-presión que se ilustra en el esquema de la Figura 3.15.

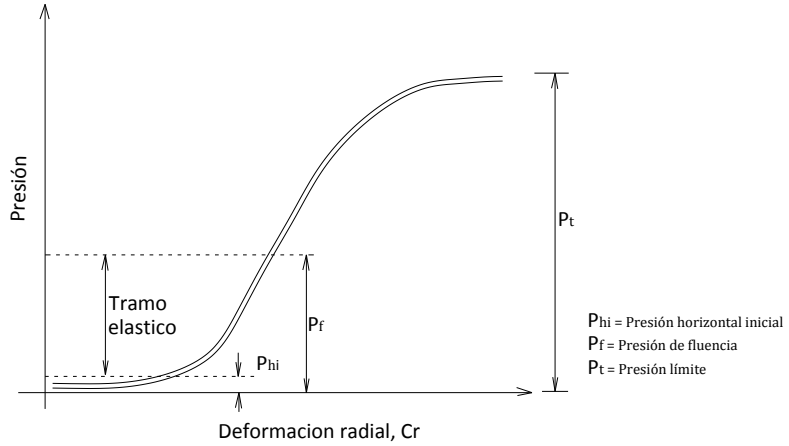


Figura 3.15. Esquema del resultado de un ensayo de un presurímetro (MOPU, 2005)

Normalmente los resultados del ensayo con presurímetro se representan en gráficos cuya abscisa corresponde a la deformación radial, definida por la expresión:

$$\varepsilon_r = \frac{r - r_o}{r_o} \qquad [3.8]$$

Donde: ε_r: Deformación radial, adimensional.

r: Radio medio de la cavidad en un momento del ensayo, en centímetros (cm).

r_o: Radio inicial de referencia, en centímetros (cm).

- **Dilatómetros (DTM)**

Las Normas de ensayo de materiales para carreteras del INVIAS, no incluye la prueba del dilatómetro, por lo que a continuación se efectúa una descripción resumida del ensayo. El ensayo se puede consultar en la norma ASTM D6635.

Este ensayo se puede utilizar en rocas y en suelos muy firmes, dado que se pueden utilizar equipos más robustos, denominados dilatómetros, los cuales miden la deformación mediante extensómetros, así se obtiene la deformación radial en forma directa y con mayor precisión.

El tarado del equipo, antes de su utilización, permite conocer qué parte de la presión que se aplica es necesaria para deformar la membrana y ese valor se resta a la presión aplicada para obtener la presión corregida que es la que se utiliza en el gráfico de resultados.

La utilización primaria de la prueba del dilatómetro (DMT) en diseño de cimentaciones, es para cimentaciones profundas aunque también puede usarse para cimentaciones superficiales; se determinan la estratigrafía y algunas características interpretadas del suelo. Sin embargo, los ensayos de CPT/CPTu pueden ser más adecuados para esta tarea que el DMT. El DMT puede ser una prueba potencialmente útil para el diseño de pilas sometidas a cargas laterales. Los métodos de diseño en esta área muestran avances, pero todavía están en etapa del desarrollo.

El dilatómetro se inserta en el terreno usando un dispositivo de penetración de cono. Los ductos de gas y eléctricos se extienden desde la caja de control en la superficie hasta la hoja a través del vástago del dilatómetro, se toman dos lecturas que son:

a. La presión A para levantar la membrana.

b. La presión B a la que la membrana se expande 1.1 mm (0.4 plg) hacia el suelo que la rodea.

Estas lecturas son corregidas como sigue:

– Esfuerzo de contacto, p_o:

$$p_o = 1.05\ (A + \Delta A - Z_m) - 0.05\ (B + \Delta B - Z_m) \qquad [3.9]$$

– Esfuerzo de expansión, p_1:

$$p_1 = B - \Delta B - Z_m \qquad [3.10]$$

Donde: ΔA: Presión respecto al vacío requerida para mantener la membrana en contacto con el suelo, (kN/m^2).

ΔB: Presión del aire requerida dentro de la membrana para desviarla hacia afuera a una expansión central de 1.1 mm, (kN/m^2).

Z_m: Desviación de la presión manométrica desde cero, cuando está ventilada, a la presión atmosférica, (kN/m^2).

Además, la interpretación de la curva presurimétrica permite obtener, si bien sólo con una aproximación grosera, ciertos parámetros característicos del comportamiento del terreno, tal como se indica en el capítulo 4 del Manual.

c) Otros ensayos *in situ*

Para el estudio de problemas geotécnicos que puedan tener una repercusión importante es recomendable realizar pruebas de campo especialmente destinadas al análisis del problema en cuestión.

Entre ellas se destacan las siguientes:

- Son relativamente frecuentes los estudios de asentamientos y consolidación de zonas blandas mediante terraplenes de prueba instrumentados.

- Son especialmente recomendables las pruebas de hinca de pilotes, que hoy se pueden instrumentar y analizar detalladamente.

- Son frecuentes, y recomendables en grandes obras, las pruebas de carga de pilotes y de resistencia de anclajes o elementos en tracción horizontal.

- Son de particular interés, por su menor dificultad de ejecución, las pruebas de empuje entre pilotes. De ellas se deducen con buena precisión los parámetros de deformación del terreno para el estudio de pilotes sometidos a esfuerzos horizontales con distintas configuraciones.

- Los ensayos de bombeo son especialmente útiles en el análisis de problemas de filtración.

Además de las pruebas de campo anteriormente mencionadas, a continuación se relacionan las siguientes:

- **Piezocono - CPTU**

  El piezocono o CPTU consiste en un penetrómetro estático continuo en cuya punta se añade un piezómetro. El equipo permite el registro continuo de resistencia por punta y por fuste, y además el control de las presiones intersticiales generadas durante la hinca, así como la evolución de su disipación cuando la hinca se detiene. El método de este ensayo esta descrito en la norma ASTM D3441.

  Este tipo de penetrómetros es muy adecuado para el reconocimiento de suelos blandos, fundamentalmente para determinar parámetros destinados al estudio de problemas de consolidación y problemas de estabilidad que impliquen roturas profundas a través de suelos blandos.

  Los registros que se obtienen durante la hinca del piezocono permiten la identificación de niveles de diferente permeabilidad aunque tengan estos niveles pequeños espesores. Este aspecto es de especial interés cuando se trata de evaluar las condiciones de drenaje de los procesos de consolidación.

  No existe una normativa claramente establecida, aunque sí hay una literatura técnica abundante acerca de su interpretación.

  Para interpretar los resultados medidos con el piezocono se suelen calcular, a cada profundidad, los siguientes parámetros auxiliares:

  Resistencia a la penetración, de acuerdo con la expresión siguiente:

$$Q_t = \frac{q_c - \sigma_v}{\sigma'_v} \qquad [3.11]$$

  Donde: Q_t: Resistencia a la penetración, adimensional.

q_c: Resistencia unitaria al avance en la punta del cono en la zona de interés, en kilogramo por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

σ_v: Presión vertical total natural (antes de hacer el ensayo) en la zona de interés, en kilogramo por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

$\sigma'v$: Presión vertical efectiva natural (antes de hacer el ensayo) en la zona de interés, en kilogramo por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

Incremento relativo de presión intersticial, definida por:

$$B_t = \frac{u_c - u_o}{q_c - \sigma_v} \qquad [3.12]$$

Donde: B_t: Incremento relativo de presión intersticial.

u_c: Presión intersticial medida por el piezocono en el nivel de interés , en kilogramo por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

u_o: Presión intersticial preexistente, en el nivel de interés, en kilogramo por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

q_c, σ_v: Igual significado que en el caso anterior.

Fricción lateral relativa, calculada como sigue:

$$F_r = \frac{f_s}{q_c - \sigma_v} \qquad [3.13]$$

Donde: F_r: Fricción lateral relativa, adimensional.

f_s: Fricción lateral medida por el piezocono en el nivel de interés, en kilogramo por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

q_c , σ_v: El mismo significado antes indicado.

Se debe determinar el tiempo necesario para alcanzar el 50% de disipación, y puede obtenerse con las mismas técnicas que se utilizan en la interpretación de los tiempos de consolidación de los ensayos edométricos (método logarítmico o de Casagrande y método de la raíz cuadrada del tiempo, por ejemplo).

También se necesita conocer el índice de rigidez definido mediante la siguiente igualdad:

$$I_r = \frac{G}{s_u} \qquad [3.14]$$

Donde: I_r: Índice de rigidez, adimensional.

G : Módulo de rigidez transversal del suelo, en kilogramo por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

s_u: Resistencia al corte no drenada, en kilogramo por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

Con estos datos (t_{50} e I_r) se puede estimar el valor del coeficiente de consolidación radial, c_h, del nivel donde se detenga la hinca del cono y se realice el ensayo de disipación. Esa estimación está basada en experiencias previas, tal como la que se recoge en la Figura 3.16.

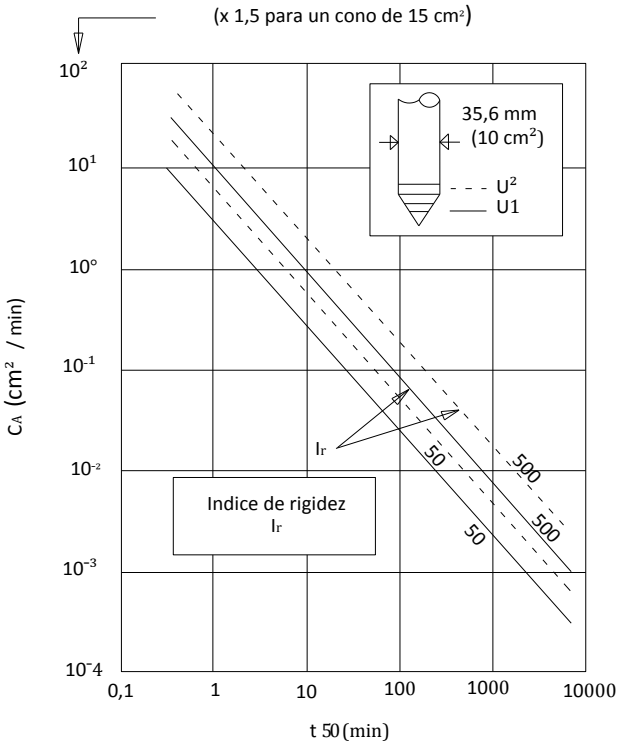


Figura 3.16. Gráfico para la determinación de c_h a partir de t_{50} y un Índice de rigidez (I_r) entre 50 y 500

- **Piezocono sísmico SCPTU**

  Para la prueba sísmica del piezocono (SCPTu), un geófono está situado aproximadamente 1.6 pies (500 milímetros) por encima de la punta del cono. El geófono detecta las ondas de corte generadas en la superficie del terreno en intervalos de aproximadamente 3 o 5 pies (1 o 1.5 m), que corresponden a las penetraciones sucesivas de la barra. Si es necesario, se deben hacer ajustes cuando se usan tuberías de diámetros AW o EW para penetrar el cono en longitudes más largas.

- **Ensayo de Placa**

  Se trata de medir los asentamientos de una placa cuadrada o circular (de 30 x 30 cm normalmente) al ir aumentando la presión vertical transmitida. La presión a transmitir está limitada por los elementos de contrapeso y lo habitual es no alcanzar la rotura del terreno. (INV E 168).

  Resulta un ensayo útil siempre que se tenga constancia de la

homogeneidad del terreno o de la mejora de sus características resistentes y de deformación conforme se profundiza.

Nunca hay que fiarse exclusivamente, de este ensayo para diseñar una cimentación de cualquier estructura (a no ser que el tamaño de la zapata prevista sea similar al de la placa, o se utilicen ensayos a mayor escala).

- **Ensayos de permeabilidad**

Las observaciones del nivel de agua subterránea y de la presión de agua de poros son partes importantes de todas las exploraciones geotécnicas. La identificación de las condiciones del agua subterránea debe recibir el mismo nivel de cuidado dado a las descripciones y a las muestras del suelo. Las medidas de la entrada del agua durante y después de la perforación, deben ser evaluadas al menos de manera mínima, para obtener datos sobre nivel del agua. La información detallada respecto a observaciones del agua subterránea se puede obtener de la normas ASTM D 4750 y ASTM D 5092.

El control de las pérdidas de agua en apiques o trincheras, cuyo entorno se haya saturado previamente, o en perforaciones llenas de agua hasta niveles superiores al nivel freático del entorno (ensayo Lefranc), o en perforaciones obturadas con presión forzada (ensayo Lugeon), permite una estimación aproximada de la permeabilidad del terreno. Este último ensayo es explicado en el numeral 3.3.2.2.6, en el aparte dedicado a los ensayos en rocas.

La permeabilidad obtenida de estos ensayos se utiliza en el análisis cualitativo de las condiciones de drenaje de un determinado problema. Si la permeabilidad de un nivel de terreno resulta ser un parámetro crítico del proyecto, entonces tal parámetro se determina mediante ensayos de bombeo, específicamente pensados para el análisis del problema concreto.

No siempre las mediciones de permeabilidad hechas con muestras de laboratorio son confiables ni concluyentes sobre el comportamiento del terreno. Por ello es preciso efectuar ensayos in situ.

- **Ensayos Lefranc**

Los ensayos de permeabilidad más frecuentes en perforaciones consisten en el control del caudal del agua introducido en el terreno, bajo ciertas condiciones de geometría de la zona de contacto del agua libre con el terreno circundante, y ciertas condiciones de carga hidráulica. Este ensayo está descrito en la norma ASTM D 4631 y es aplicable para la determinación de la permeabilidad en suelos y/o rocas.

El ensayo puede ser de carga constante o variable; y se emplea para medir el coeficiente de permeabilidad en suelos permeables o semipermeables, de tipo granular, situados por debajo del nivel freático y en rocas muy fracturadas. Consiste en llenar de agua la perforación y medir el caudal que se necesita para mantener constante el nivel (ensayo a régimen permanente); o se mide la velocidad de descenso del nivel de agua (ensayo a régimen variable).

Se mide el caudal de admisión cada 5 minutos manteniendo en la parte superior de la perforación el nivel constante durante 45 minutos. Si la admisión es muy alta, se mide por minuto durante 20 minutos y luego cada 5 minutos hasta completar los 45 minutos.

En todos estos ensayos, de carácter tridimensional, el caudal viene dado por una expresión del tipo:

$$Q = \Delta\phi * K * n \qquad [3.15]$$

Donde: Q: Caudal de agua necesario para mantener el sondeo con nivel de agua constante, en metros cúbicos por segundo (m^3/s).

$\Delta\phi$: Diferencia de potencial entre el interior y el exterior del sondeo, en metros (m).

K: Permeabilidad que se busca, en metros por segundo (m/s).

n: Coeficiente de forma, en metros (m).

Los valores del coeficiente “n” para algunos casos típicos son los indicados en la Figura 3.17.

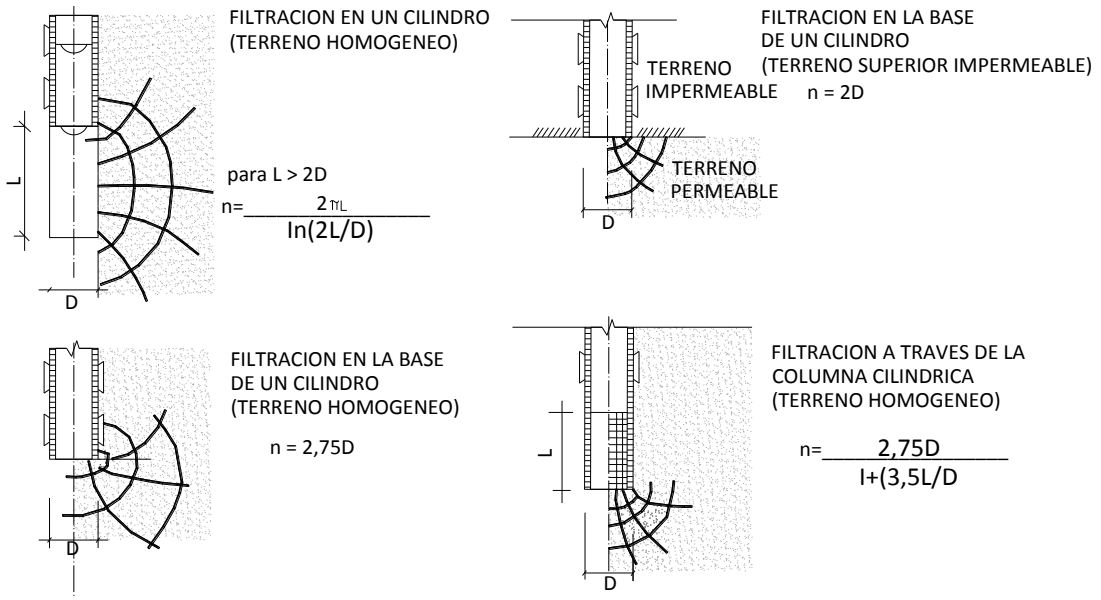


Figura 3.17. Coeficientes de forma en el ensayo Lefranc

Evaluar la permeabilidad del terreno donde se vaya a desarrollar una cimentación, es de gran importancia pensando en garantizar la estabilidad futura de esta, con el fin de:

- Evaluar empujes sobre estructuras de contención.
- Evaluar las subpresiones que actúen sobre la cimentación.
- Considerar la necesidad de la construcción de posibles drenajes y/o impermeabilizaciones.
- Suponer el riesgo en la modificación en los esfuerzos en el terreno, por la variación del nivel del agua durante la construcción a corto y a largo plazo.
- Considerar la influencia de estas variaciones en estructuras cercanas.

3.3.2.2.5.b. Ensayos en rocas

Como ya se ha explicado previamente algunos de los ensayos, se mencionan solamente los que son aplicables además en rocas, así:

- Ensayo prueba de placa.
- Ensayo Lefranc.
- Ensayo Lugeon, que se explica a continuación.
- **Ensayos Lugeon**

  Se realiza perforaciones obturadas con presión forzada, permite una estimación aproximada de la permeabilidad del terreno.

  Los ensayos Lugeon son exclusivos de rocas duras en las que la permeabilidad se mide en unidades Lugeon, UL. Una unidad Lugeon es aquella que permite el paso de un caudal de 1 litro/minuto por cada ml de perforación cuando la presión de ensayo es 10 bares. Sólo cierto tipo de rocas muy resistentes admiten tan altas presiones sin fracturarse. El método está descrito en la norma ASTM D4630.

  Para estimar la permeabilidad equivalente en medio poroso, se usa la correlación teórica 1UL=1,3x10-5 cm/s.

  Esta correlación puede ser dispersa y debe comprobarse si la aplicación específica en que se utiliza es sensible a tal dispersión.

3.3.2.2.5.c. Construcciones experimentales (tramos de prueba)

Aunque no muy comunes para cimentaciones convencionales, son de utilidad para la construcción experimental de diferentes sectores de un proyecto vial desarrollado con algún parámetro constante y otros variables.

Generalmente se emplean los mismos procesos de elaboración y ejecución con los mismos equipos y el mismo personal en todos los casos, se procura también que las condiciones meteorológicas sean similares.

Este tipo de pruebas de campo, generalmente son utilizadas para evaluar el desempeño de algún material nuevo, ya sea nuevo totalmente, o modificado por algún aditivo. El costo de esta construcción casi siempre corre por cuenta del proponente del material alternativo.

Estos tramos son controlados y/o instrumentados durante cierto periodo de tiempo, durante el cual son sometidos a las cargas reales (tránsito) del sector en el cual fueron construidos.

Cuando se trata de evaluar y/o comparar diferentes tipos de materiales alternativos, conviene que los tramos sean consecutivos.

3.3.2.2.6. Ensayos de laboratorio

3.3.2.2.6.a. Ensayos en suelos

Ensayos destinados a evaluar las diferentes propiedades de los suelos, propiedades que permitan lograr su clasificación por los diferentes sistemas, y que permitan ser utilizados para las necesidades de cada estudio geotécnico específico (parámetros de resistencia, de deformación, de características petrográficas, de características químicas, de propiedades hidráulicas, etc.)

En las siguientes Tablas, se incluye una lista con las pruebas más usadas para ensayar suelos en el laboratorio, de las cuales el especialista geotécnico selecciona aquellas que considere necesarias para desarrollar un perfil de suelos confiable y obtener los parámetros necesarios para el diseño de la fundación. De manera similar, se presenta una lista de los ensayos rutinarios de laboratorio para especímenes de roca intacta.

a) Ensayos para caracterización física

Dentro de este grupo de ensayos de laboratorio se consideran incluidos los relacionados en la Tabla 3.19.

Tabla 3.19. Normas de uso corriente para los ensayos de caracterización física (Fuente: Elaboración propia)

NORMA INV	PROPIEDADES ÍNDICE
E122	Determinación del contenido de agua (humedad) de un suelo, roca, y mezclas de suelo - agregado
E135	Método para determinar la humedad de suelos usando el horno microondas
E-123	Análisis granulométrico de suelos por tamizado
E-124	Análisis granulométrico de suelos por sedimentación – método del hidrómetro
E-125	Determinación del límite líquido de los suelos
E126	Límite plástico e índice de plasticidad
E127	Determinación de los factores de contracción de los suelos
D2487	Método para clasificación de suelos con propósitos de ingeniería
E-128	Determinaciones del peso específico de las partículas

Con los ensayos de granulometría y límites de Atterberg, es posible clasificar los suelos dentro de tipos cuyas características geotécnicas son similares. A estos efectos se recomienda utilizar el sistema unificado de clasificación de suelos, que está ampliamente difundido.

Adicional a los ensayos determinados en la Tabla 3.19, dentro de las características físicas de un suelo se puede incluir la presencia de materia orgánica, ensayo del cual se hace una breve referencia a continuación, pues su procedimiento se encuentra normalizado en las Normas de Ensayos de Materiales para carreteras del INVIAS.

Contenido de materia orgánica

De una muestra pequeña de suelo natural en estado seco se determina el contenido de materia orgánica utilizando el método de ignición. Este ensayo está normalizado con la norma INV E-111.

La evaluación del porcentaje de materia orgánica que tiene un suelo, permite establecer cómo va a ser su comportamiento respecto a los cambios volumétricos por la presencia o ausencia de agua, y poder recomendar alguna medida de estabilización química para eliminar o disminuir este tipo de comportamiento perjudicial para el desarrollo de cualquier estructura.

b) Ensayos para caracterización hidráulica

La determinación del coeficiente de permeabilidad se hace en laboratorio mediante permeámetros de carga constante (INV E-130) o variable.

La permeabilidad de los suelos cohesivos se deduce, en forma indirecta, de los ensayos de consolidación.

Ensayos de permeabilidad con carga variable

Dentro de los ensayos que contienen las Normas del INVIAS, no se encuentra el ensayo de permeabilidad de carga variable, por tanto se efectúa una breve alusión a dicho ensayo. Este ensayo está descrito en la norma ASTM D5084.

En el ensayo de carga variable se controla la variación de alturas de agua $\Delta H1$ y $\Delta H2$ que corresponden a dos tiempos t1 y t2, lo cual se pueden interpretar con la expresión:

$$K = \frac{a \cdot L}{A \cdot t} \cdot \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \qquad [3.16]$$

Donde: K: Permeabilidad que se busca, (cm/s).

a: Área de la sección transversal de la bureta, (cm^2).

L: Altura de la muestra de suelo, (cm).

A: Área de la sección transversal de la muestra ensayada, (cm^2).

h_1: Altura de agua al comienzo del ensayo, (cm).

h_2: Altura de agua al final del ensayo, (cm).

t: Tiempo del ensayo, (s).

Ensayos para caracterización Mecánica

c) Ensayos para determinar la resistencia al corte

Ensayos de compresión simple

Están indicados para ensayar muestras de suelos cohesivos de consistencia media, firme, o muy firme, inalteradas o poco alteradas, así como suelos cohesivos recompactados. INV E-152.

De su resultado se obtiene una idea precisa de la resistencia al corte del suelo en condiciones de saturación similares a las del ensayo. El resultado puede ser poco preciso en arcillas que muestren síntomas de fisuración.

Siempre que se haga este ensayo se recomienda determinar específicamente, en cada probeta, la humedad y la densidad seca antes del ensayo.

A manera de orientación, la resistencia a la compresión simple de los suelos arcillosos puede calificarse de acuerdo con la escala que brinda la Tabla 3.17, información que también contiene el capítulo 4 de este Manual.

Tabla 3.20. Resistencia a la compresión simple (MOPU, 2005)

CONSISTENCIA DE LOS SUELOS ARCILLOSOS	ENSAYO MANUAL	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (kN/m^2)
Muy blanda	Se extruye entre los dados	0-25
Blanda	Se puede moldear fácilmente	25-50
Media	Se moldea con dificultad	50-100
Firme	Se puede deformar con el dedo pulgar	100-200
Muy firme	Se puede arañar con la uña del dedo pulgar	200-500
Dura	Difícil de arañar	>500

Ensayo de Corte directo

Está indicado para cualquier tipo de muestra de suelos cohesivos o granulares, estén o no alterados (INV E-154). Evidentemente la preparación de probetas de ensayo procedentes de muestras arenosas inalteradas es complicada y requiere técnicas especiales.

Ensayo triaxial

El ensayo está especialmente indicado para conocer la resistencia y la deformabilidad del suelo ante distintos niveles de confinamiento (INV E-153). Se puede realizar con muestras de cualquier tipo de suelo ya sean alteradas o inalteradas.

Son típicos los ensayos:

- UU: Sin consolidación previa y falla sin drenaje.
- CU: Con consolidación previa y falla sin drenaje.
- CD: Con consolidación previa y falla con drenaje.

De la interpretación de ensayos triaxiales se obtienen los parámetros de resistencia y deformación del suelo en condiciones no drenadas (ensayos UU), o drenadas (ensayos CU con medida de presiones intersticiales o ensayos CD).

Los resultados de resistencia y deformación de suelos, obtenidos de ensayos triaxiales, se aplican al estudio de todos los problemas geotécnicos.

d) Ensayos para determinar la deformación

Los ensayos de deformación están especialmente indicados para estudiar los asentamientos de suelos arcillosos blandos saturados. Pueden realizarse con muestras inalteradas de suelos cohesivos o muestras recompactadas de los materiales anteriormente mencionados. Estos ensayos se realizan incrementando la carga vertical en escalones, de manera que cada nueva carga duplica la compresión vertical existente en

el escalón anterior. El ensayo suele alcanzar la carga vertical máxima de 1 MN/m^2, aunque es posible especificar cargas mayores si el problema que se analiza lo requiere.

Los ensayos de consolidación se realizan con probetas saturadas aunque es posible, en casos especiales, hacerlos con humedad menor o saturarlos después de haber colocado cierta sobrecarga. Estas variantes son de interés en el estudio del colapso o la expansión de suelos metaestables.

De la interpretación de los ensayos de consolidación se deducen parámetros geotécnicos relativos a la deformabilidad, y en forma indirecta a la permeabilidad del suelo, especialmente indicados para el estudio de problemas de consolidación.

El ensayo está normalizado con las Normas de ensayos de materiales para carreteras del INVIAS, en la norma INV E-151.

e) Ensayos para caracterización Química

Las pruebas químicas o electroquímicas para clasificación proveen al especialista geotécnico con información cuantitativa relacionada con la agresividad de las condiciones del suelo respecto a la corrosión y al potencial de deterioro de los materiales típicos de la fundación. Las pruebas electro químicas incluyen la determinación del pH, la resistividad, y el contenido de sulfatos, sulfuros, y cloruros.

Dependiendo del uso, los límites de estas características electroquímicas se establecen con base en varios factores, tales como la tasa de corrosión para los metales y la tasa de desintegración para el concreto. Las pruebas para caracterizar la agresividad de un ambiente del suelo son importantes para los usos del diseño que incluyen elementos metálicos, especialmente para los anclajes de acero de alta resistencia y para los refuerzos metálicos en muros de tierra mecánicamente estabilizados.

Contenido en sulfatos solubles

Su determinación consiste en obtener la proporción de sulfatos solubles en agua, sometiéndolos a disolución mediante agitación con agua y precipitando luego los sulfatos disueltos (procedentes del suelo) con una

disolución de cloruro bárico. Este procedimiento es habitual en cualquier gravimetría (INV E-158).

El resultado se expresa, normalmente, en % de sulfatos solubles, se puede expresar en % de yeso aplicando un factor de corrección. Cuando la muestra contiene partículas gruesas, se puede referir el resultado a la muestra original, siguiendo el mismo procedimiento descrito para el contenido en materia orgánica.

En caso de necesitar conocer de forma rápida si el suelo tiene sulfatos o no, se acude a un ensayo cualitativo que es el denominado "reconocimiento de sulfatos solubles en suelos", a través del cual se reconoce su presencia pero no se valora su contenido.

Ensayo de ataque por sulfatos

Este ensayo, junto con el anterior, da diferentes resultados según sea la naturaleza del medio de cristalización y el número de ciclos que se realicen. También tienen efectos significativos la forma, la porosidad y la permeabilidad de los fragmentos.

El ensayo consiste en sumergir unos fragmentos de roca de ciertas dimensiones en una solución de sulfato sódico o magnésico durante un tiempo predeterminado y posteriormente secarlos en estufa a 100°c.
El resultado del ensayo se determina como en los anteriores, a través de la pérdida en peso de los materiales ensayados. Este ensayo se encuentra normalizado con la INV E-220.

Determinación del pH

A partir de una disolución, en la que se ha procedido al agitado y dispersión del suelo en agua desmineralizada, se mide el pH de dicha disolución. Este ensayo está normalizado con la norma INV E-131. El procedimiento es el que se sigue habitualmente en un laboratorio de química.

En determinados suelos, en especial los que contienen sulfuros (pirita, galena) o bacterias reductoras de sulfatos, puede existir una alta acidez. Los suelos calcáreos pueden ser altamente alcalinos. Los desperdicios

industriales y otros contaminantes pueden originar condiciones ácidas o alcalinas que causan corrosión del acero y un importante deterioro del hormigón.

f) Ensayos para caracterización dinámica

Columna resonante

Este ensayo hace parte de un grupo de ensayos para determinar características dinámicas de los suelos para bajos niveles de deformación. El ensayo de columna resonante es el usado más comúnmente en laboratorio, y está normalizado con la norma ASTM D4015 – 07, de este ensayo se puede determinar el módulo de corte.

En este ensayo se somete un espécimen cilíndrico hueco a una torsión armónica o carga axial por un sistema electromagnético de carga. El sistema de carga que aplica las cargas armónicas, puede controlar la frecuencia y la amplitud.

Después de que la muestra ha sido preparada y consolidada, la carga cíclica es iniciada. La frecuencia inicial de la carga es baja y esta se incrementará gradualmente, hasta lograr la respuesta máxima. La frecuencia más baja a la cual la respuesta es maximizada localmente es la frecuencia fundamental del espécimen. Esta frecuencia fundamental es una función de la rigidez del suelo a bajas deformaciones.

Se han desarrollado dispositivos de columna resonante de mayor diámetro para suelos gravosos y rocas, realizando pruebas de columna resonante in situ.

Pulso Ultrasónico

Las velocidades de propagación de las ondas pueden ser medidas en el laboratorio por diferentes pruebas de pulso ultrasónico, algunos de estos métodos están normalizados en las normas ASTM C-597-02, ASTM E-543-09, ASTM E-114-10, ASTM E-494-10 y ASTM E-797-10.

Los transmisores y receptores se ubican en cada lado del espécimen a una distancia de separación cuidadosamente medida. Los transmisores y los

receptores son hechos de materiales piezoeléctricos, los cuales sufren cambios en sus dimensiones cuando son sometidos a voltaje a través de sus caras, y que producen un voltaje a través de sus caras cuando están distorsionadas. Un pulso eléctrico de alta frecuencia aplicado al transmisor ocasiona en este una deformación rápidamente y produce ondas de esfuerzos que viajan a través del espécimen y llegan hasta el receptor. Cuando estas ondas son recibidas en el receptor, esto genera un pulso de voltaje que puede ser medido. La distancia entre transmisor y el receptor es dividida por el tiempo de diferencia entre los pulsos de voltaje para obtener la velocidad de propagación de la onda.

Elementos bender

Este es otro tipo de prueba que puede medir la velocidad de onda en especímenes de laboratorio, usando elementos piezoeléctricos bender, este ensayo se encuentra normalizado en la norma ASTM C 778.

Los elementos Bender son construidos por la unión de dos materiales piezoeléctricos, que en el momento del voltaje estos se expanden ampliamente y se separan en su contacto. Similarmente, sufren una perturbación lateral la cual produce un voltaje, entonces los elementos bender pueden ser usados como transmisores y receptores.

Triaxial cíclico

Este ensayo junto con el corte directo cíclico, y el de torsión cíclica, hacen parte de los ensayos para determinar los parámetros dinámicos en laboratorio a niveles de alta deformación. Este ensayo se encuentra normalizado en la norma ASTM D5311-11.

En este ensayo el esfuerzo desviador es aplicado cíclicamente, bajo condiciones de esfuerzos controladas, o bajo condiciones de deformaciones controladas. El triaxial cíclico realizado generalmente tiene un esfuerzo radial constante y un esfuerzo axial cíclico a una frecuencia de 1 Hz.

Los esfuerzos y deformaciones medidos en este ensayo pueden ser utilizadas para calcular el modulo de corte y la relación de amortiguamiento.

Corte cíclico

En este ensayo se es posible reproducir las condiciones de esfuerzo de un sismo, mucho más aproximado que en la prueba de triaxial cíclico. Este ensayo también es el más usado para realizar pruebas de licuefacción. Este ensayo se encuentra normalizado en la norma ASTM D6528.

En este ensayo una pequeña muestra cilíndrica es sometida a esfuerzos laterales, contenida por una membrana reforzada o una serie de anillos apilados.

Torsión cíclica

La prueba de torsión cíclica permite simular las condiciones de esfuerzos iniciales para suelos anisotrópicos e isotrópicos, pudiéndose imponer esfuerzos de orte sobre los planos horizontales permitiendo hacer l rotación de ejes. Este ensayo está normalizado en la norma ASTM E2207 – 08.

Muchas de las dificultades asociadas con el triaxial cíclico y con el corte cíclico, se pueden superar en esta prueba. Este ensayo es el más comúnmente utilizado para medir las de rigidez y amortiguamiento de un suelo sobre un amplio rango de niveles de deformaciones.

3.3.2.2.6.b. Ensayos en rocas

Se presentan a continuación los métodos más comunes de pruebas de laboratorio para roca incluyendo el equipo de prueba de cada una de estas, procedimientos generales relacionados con cada prueba, y parámetros medidos por las pruebas. La Tabla 3.21 proporciona una lista de pruebas de laboratorio comúnmente realizados para roca, asociadas a los proyectos típicos para carreteras.

Tabla 3.21. Pruebas comunes de laboratorio para rocas (MDT, 2009)

CATEGORÍA DE LA PRUEBA	NOMBRE DE LA PRUEBA	DESIGNACIÓN	
		AASHTO	ASTM
Carga puntual	Método para determinar el índice de carga puntual		D 5731
Resistencia a la compresión	Resistencia a la compresión uniaxial inconfinada (q_u=F_u)		D 2938
	Resistencia a la compresión triaxial sin presión de poros	T226	D 2664
Pruebas de *Creep*	Compresión uniaxial Creep cilíndrico en núcleo de roca dura		D 4341
	Compresión uniaxial Creep cilíndrico en núcleo de roca blanda		D 4405
	Compresión triaxial Creep cilíndrico en núcleo de roca dura		D4406
Resistencia a la tensión	Resistencia a la tensión en especímenes de núcleos de roca intacta		D 3936
	Resistencia a la tensión indirecta en especímenes de núcleos de roca intacta (Prueba brasilera)		D 3967
Corte directo	Prueba de laboratorio de corte directo – especímenes de roca bajo condiciones de esfuerzos normales		D 5607
Permeabilidad	Permeabilidad de rocas por flujo de aire		D 4525
Durabilidad	Durabilidad Slake de shales y rocas débiles similares		D 4644
	Durabilidad por presencia de sulfatos (sulfatos de sodio /magnesio)		D 5240
	Durabilidad de la roca por control de erosión congelamiento/ deshielo		D 5312
	Durabilidad de la roca por control de erosión humedecimiento/ secado		D 5313
Deformación y módulos	Módulo de elasticidad de núcleo de roca intacta en compresión uniaxial		D 3148
	Módulo de elasticidad de núcleo de roca intacta en compresión triaxial		D 5407

CATEGORÍA DE LA PRUEBA	NOMBRE DE LA PRUEBA	DESIGNACIÓN	
		AASHTO	ASTM
	Constantes elásticas en la roca por pulsos de velocidad y ultrasónicos		D 2845
Preparación del espécimen	Preparación del espécimen del núcleo de roca		D 4543
	Preparación del bloque de roca para prueba de durabilidad		D 5121

Aunque otros métodos de prueba de laboratorio para roca estén disponibles incluyendo la prueba de triaxial, resistencia a la tracción de la roca, y la prueba de la durabilidad relacionada con la rigidez de la roca, la mayoría de los procedimientos de diseño para fundaciones y taludes en roca se desarrollan basados en las reglas empíricas relacionadas con RQD, el grado de fracturamiento, y la resistencia inconfinada de la roca. El uso de una prueba de laboratorio más sofisticada para las características de la roca se limita generalmente a los proyectos más críticos.

La Tabla 3.22 proporciona información resumen del procedimiento y aplicación de algunas de las pruebas más comunes.

Tabla 3.22. Resumen de los procedimientos y aplicaciones de la pruebas de laboratorio más comunes para rocas (FHWA, 2006)

PRUEBA	PROCEDIMIENTO	TIPOS DE ROCA APLICABLES	PROPIEDADES DE LA ROCA APLICABLE	LIMITACIONES / OBSERVACIONES
Resistencia a la carga puntual.	Especímenes de roca en forma de núcleos, bloques, o terrones irregulares son quebrados de manera cónica por el uso de una carga concentrada con un par de elementos esféricos truncados.	Generalmente no apropiado para roca con una resistencia a la compresión uniaxial menor que 520 ksf (25 MPa).	Proporciona un índice de la resistencia a la compresión uniaxial.	Puede ser realizado en campo con equipo portable, o en el laboratorio, en roca suave o débil, los resultados de la prueba necesitan ser ajustados al equipo utilizado.
Resistencia a la compresión inconfinada de núcleos de roca intacta.	Un espécimen cilíndrico de roca es ubicado en el aparato de carga y cortado bajo compresión uniaxial, se obtienen las cargas pico y de falla.	Núcleo de roca intacta.	Resistencia a la compresión uniaxial.	Prueba muy rápida y muy simple para evaluar la resistencia de la roca; fisuras y otras anomalías pueden causar falla prematura
Prueba de laboratorio de corte directo.	Un espécimen de roca es ubicado en la parte inferior de la caja de corte, y encapsulado con cualquier resina sintética o mortero. El espécimen debe ser posicionado de manera tal que la línea de corte esté en el plano de la discontinuidad que es investigada. Luego el espécimen se coloca en la caja superior del corte donde se le aplican la carga normal y la fuerza de corte.	Usado para encontrar la resistencia al corte pico y residual de una discontinuidad	Resistencia al corte pico y residual de una discontinuidad.	Pueden necesitarse pruebas de corte *in situ* si el diseño es controlado por deslizamientos potenciales a lo largo de la discontinuidad.

PRUEBA	PROCEDIMIENTO	TIPOS DE ROCA APLICABLES	PROPIEDADES DE LA ROCA APLICABLE	LIMITACIONES / OBSERVACIONES
Módulo elástico de núcleos de roca intacta.	El procedimiento es igual que para evaluar resistencia a la compresión inconfinada en núcleos de roca intacta. Las deformaciones laterales también son medidas.	Núcleo de roca intacta.	Módulo y relación de Poisson.	El valor del módulo (y la relación de Poisson) varían debido a la no linealidad de la curva esfuerzo-deformación.
Durabilidad Slake.	Los fragmentos secos de la roca se ponen en un tambor hecho del acoplamiento de alambre que se sumerge parcialmente en agua destilada. Se gira el tambor, la muestra se seca y se pesa. Después de dos ciclos de giros y secados se registra la pérdida de peso, de forma, y de tamaño de los fragmentos restantes de la roca.	Shale u otra roca blanda o débil.	Índice de degradación potencial de la roca.	

Cuando se tratara de realizar la clasificación de una roca intacta, es fácil obtener y hacer ensayos de laboratorio con pequeñas muestras de roca inalterada, razón por la cual existe mucha información sobre cualquier aspecto del comportamiento de la roca matriz. Los problemas aumentan notablemente en los ensayos con muestras que contengan una serie de discontinuidades, y se complican aún más con la presencia de dos o más de la misma. Los ensayos a escala amplia sobre formaciones con fracturación intensa son sumamente difíciles por los problemas logísticos de preparar y cargar las muestras, y son muy caros debido al tamaño mismo de la escala de operación. Por lo tanto, los datos sobre el comportamiento de los macizos rocosos a gran escala nunca se obtienen en la misma cantidad que los que existen sobre muestras de roca inalterada.

Los métodos de clasificación de las rocas se exponen en el capítulo 4 de este Manual.

- **Ensayos para la caracterización física**

  En general estos ensayos están encaminados a la clasificación del macizo rocoso, y otros están enfocados en la caracterización de los minerales componentes de la roca, en el caso de la roca intacta.

  La caracterización física busca entonces la identificación de parámetros en la roca intacta.

  Análisis petrográfico

  Se puede desarrollar sobre muestras inalteradas o alteradas. El nombre petrológico que identifica el material y su descripción debe acompañar siempre a todo estudio de materiales rocosos. Este ensayo está normalizado por la ASTM C-295, en la cual se establecen diferentes criterios para hacer la valoración adecuada, sin embargo la norma tiene una particularidad importante en cuanto a la exigencia de un profesional adecuado para su realización (geólogo o petrógrafo), su omisión puede originar un resultado cualquiera con un alto grado de incertidumbre.

  Los procedimientos pueden ser: reconocimiento y descripción visual de los testigos o fragmentos de roca; análisis mediante lupa binocular de 20 a 30 aumentos; observación mediante microscopio petrográfico; y utilización de técnicas de difracción de rayos X.

  Absorción de agua

  Se desarrolla sobre muestras alteradas. El ensayo consiste en sumergir las muestras en un recipiente con agua, en las condiciones establecidas en cada uno de los distintos tipos de ensayo que existen normalizados (INV E-222/223). Es un ensayo que se emplea muy a menudo para determinar la alterabilidad potencial de las rocas.

- **Ensayos para caracterización hidráulica**

  Esta caracterización hidráulica en el caso de los ensayos de laboratorio, casi que es exclusiva de los suelos, en el caso de las rocas intactas, por ejemplo el ensayo de Absorción de agua puede ser mucho más representativo; y para el caso de los macizos, se procuran los métodos de

campo, que utilizan los mismos principios que el laboratorio (permeabilidad de cabeza constante y de cabeza variable).

- **Ensayos para caracterización Mecánica**

En general, varios de los ensayos de caracterización mecánica se realizan también en muestras de roca inalterada o alterada.

Ensayos de compresión simple y Triaxial

Son los mismos procedimientos utilizados para los suelos, pero en este caso el equipo a utilizar para realizar la falla es mucho más robusto, de manera tal que durante el ensayo no se presente ninguna interrupción y evitar que el mismo equipo pueda fallar debido a una sobrecarga. Este ensayo se encuentra normalizado en la ASTM D 2664.

Ensayo de compresión simple con bandas extensométricas

Este ensayo se utiliza en la caracterización de la resistencia a compresión de las rocas, se obtienen también los valores de módulo de deformación (módulo de Young) y de coeficiente de Poisson. Se puede realizar sobre muestras alteradas e inalteradas, bajo el método presentado en la Norma ASTM C170:1087.

Para su realización se utiliza un dispositivo de carga análogo al empleado para el ensayo de compresión simple, y se acoplan a la probeta los elementos de medida de deformaciones.

Ensayo de corte directo sobre discontinuidades

En este ensayo se determinan los parámetros de resistencia (c y ϕ) a lo largo de una superficie casi plana, bien sea del testigo de roca o de una discontinuidad, que es lo más habitual e interesante. Este ensayo se encuentra regulado en la norma ASTM D5607.

El testigo de roca se sujeta a la caja de ensayo mediante un mortero de cemento, dejando la discontinuidad en la parte central de la caja, que es donde se aplica el esfuerzo tangencial, con el fin de que la rotura se produzca a lo largo de ella.

Este ensayo es de gran aplicación práctica porque establece las características resistentes de las discontinuidades con relleno o sin él.

Ensayo de carga puntual

Este ensayo se puede utilizar como posible complemento al ensayo de resistencia a compresión simple. El ensayo consiste en la compresión de un fragmento o un testigo de roca entre dos puntas cónicas, se produce la rotura cuando aparecen grietas aproximadamente paralelas al eje de aplicación de la carga.

Este ensayo se correlaciona con los valores de carga admisible y se realiza bajo el método presentado en la Norma ASTM D 5731.

Ensayo de tracción indirecta (o brasilero)

Este ensayo fue concebido y desarrollado, inicialmente, para obtener la resistencia a la tracción del hormigón. El ensayo como tal consiste en someter una probeta cilíndrica a un esfuerzo de compresión a lo largo de dos generatrices opuestas. El estado de tensiones que se produce origina la rotura de la probeta en el plano de carga, y determina la resistencia a tracción (σt) de dicha probeta. El método se presenta en la Norma ASTM D 3967.

Esclerómetro

Este ensayo sirve para determinar la resistencia a compresión simple a partir de la dureza superficial de la roca mediante el martillo Schmidt de rebote (también conocido como esclerómetro). Sólo puede ser realizado sobre muestras inalteradas, bajo el método presentado en la Norma INV E-413.

Se trata de un ensayo de uso muy habitual, por su sencilla y rápida ejecución, lo que permite disponer de un elevado número de valores y, por tanto, de un buen espectro de la calidad de la roca; es preciso recordar que se trata de un ensayo de tipo superficial.

- **Otros ensayos de laboratorio**

  - **Ensayo de dispersión por tubificación (“*pin-hole*”)**

    Los ensayos de dispersividad más usados son el del índice de dispersión, a veces llamado del "doble densímetro" y el de "*pin-hole*", desarrollado por Sherard.

    El ensayo de “pin – hole”, se utiliza para identificar arcillas dispersivas, altamente erosionables. El procedimiento de ensayo está planteado para obtener una medida directa de la dispersión de suelos arcillosos compactados, no obstante también puede realizarse con muestra inalterada, se encuentra regulado con la norma ASTM D 4647-93.

    Debe diseñarse muy bien la densidad y humedad de compactación para que el resultado del ensayo sea lo más representativo posible.

    En el ensayo de "pin-hole", desarrollado por Sherard, se hace pasar agua por un orificio practicado en una probeta de suelo, bajo gradientes hidráulicos crecientes. Del análisis de la turbidez del agua de salida, de la variación de diámetro del orificio y del caudal que circula, se deduce la clasificación del suelo en seis grupos, como indica la Tabla 3.23.

Tabla 3.23. Dispersividad según el ensayo *Pin-hole* (ASTM, 1993)

GRUPO	CARÁCTER DEL SUELO
ND1, ND2	No dispersivo
ND3,ND4	Intermedio
D1,D2	Dispersivo

  - **Ensayo de Doble densímetro**

    El ensayo del doble densímetro conocido también como doble hidrómetro (ASTM D 4221-99, USBR 5405-89), consiste en la ejecución de dos ensayos granulométricos por sedimentación, uno tratando el suelo con un agente dispersante para separar las partículas, y otro

únicamente con agua, según se aprecia en la Figura 3.18.

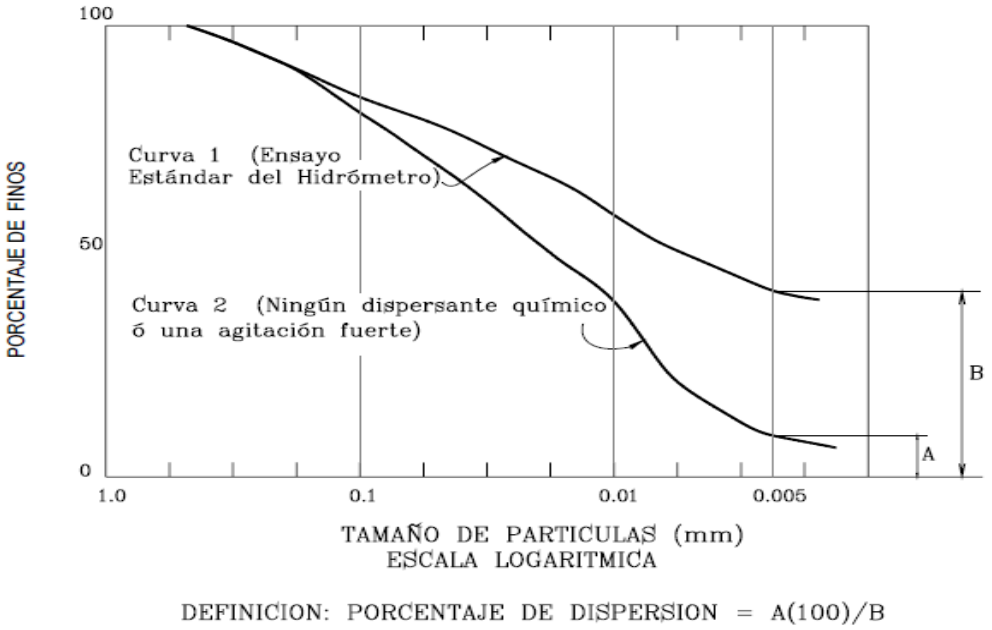


Figura 3.18. Índice de dispersión

Si el porcentaje de finos obtenido en ambos ensayos es parecido, el suelo es muy dispersivo, pues el agua sola es capaz de separar bien las partículas. Se define el índice de dispersión, ID, o porcentaje de dispersión, como el cociente entre los porcentajes de partículas menores de 0,005 mm, en ambos ensayos (P: ensayo con agua / Q: ensayo con agua más dispersante), según la ecuación 3.17.

$$ID=(P/Q)100 \qquad [3.17]$$

Donde: ID: Índice de dispersión, en porcentaje (%).

P: Partículas menores de 0,005 mm., en ensayo con agua, en porcentaje (%).

Q: Partículas menores de 0,005 mm, en ensayo con agua más dispersante, en porcentaje (%).

En la Tabla 3.24 se dan los criterios de dispersividad en función de este índice.

Tabla 3.24. Índice de dispersión (Fuente: Elaboración propia)

ÍNDICE DE DISPERSIÓN, ID (%)	CARÁCTER DEL SUELO
0 -33	Estable
34 – 66	Medianamente dispersivo
67 - 100	Altamente dispersivo

- **Ensayo de Crumb**

El ensayo de Emerson Crumb fue desarrollado como un procedimiento simple para identificar el comportamiento dispersivo en campo, pero ahora es muy frecuentemente usado en el laboratorio. Para profundizar sobre el ensayo se puede consultar la norma *United States Bureau of Reclamation* – USBR 5400-89.

El ensayo consiste en preparar un espécimen cúbico de 15 mm de lado secado al aire. El espécimen es colocado cuidadosamente en alrededor de 250 ml de agua destilada. Mientras el suelo se comienza a hidratar, se observa la tendencia de las partículas coloidales para deflocularse y entrar en suspensión.

La tendencia para que las partículas de arcilla entren en suspensión coloidal es observada después de 5-10 minutos de inmersión, usando la siguiente guía de interpretación:

Grado 1. Ninguna reacción: El desmenuzado puede desmoronarse y esparcirse en el fondo del molde en amontonamiento plano, sin ningún signo de agua nublada causada por coloidales en suspensión.

Grado 2. Reacción ligera: Simple insinuación de nubosidad en agua en la superficie (si la nubosidad es fácilmente visible, use el grado 3).

Grado 3. Reacción moderada: Nubosidad de coloides fácilmente reconocible en suspensión. Usualmente diseminado en trazas delgadas en el fondo del molde.

Grado 4. Reacción fuerte: Nubosidad coloidal cubre casi la totalidad del fondo del molde, usualmente en una superficie muy delgada. En casos extremos toda el agua en el molde se vuelve nubosa.

El ensayo de Crumb entrega una buena indicación del potencial de erosionabilidad de los suelos de arcilla; sin embargo un suelo dispersivo puede a veces dar una reacción no dispersiva en el ensayo de Crumb. Si el ensayo de Crumb señala dispersión, lo más probable es que el suelo sea dispersivo.

- **Ensayo del colapso**

Se realiza en una cámara de consolidación. Un suelo parcialmente saturado se somete a una sobrecarga, se espera a que cesen los asientos que tienen lugar y, a continuación, se inunda. En el caso de un suelo "colapsable", se produce un asiento adicional muy brusco, que se conoce con el nombre de "colapso".

En general podemos decir que este fenómeno es importante en suelos de estructura floja, dependiendo de la magnitud del mismo y de la presión a la que se encuentre sometido.

El ensayo puede realizarse sobre la muestra inalterada o remoldeada, y está normalizado con la Norma INV E-157.

- **Ensayos de expansión**

Ensayo de presión de expansión en consolidómetro

Consiste en determinar la presión de expansión de un suelo cohesivo en consolidómetro (INV E-151), entendiendo ésta como la presión vertical necesaria para mantener sin cambio de volumen, una probeta confinada lateralmente cuando se inunda de agua. Es de aplicación tanto en suelos inalterados como remoldeados.

Ensayo de expansión libre

El ensayo consiste en la determinación de expansión libre en consolidómetro de un suelo cohesivo, entendiendo aquel como el incremento de altura, expresado en % del valor inicial, que

experimenta una probeta de suelo cuando se encuentra confinada lateralmente, sometida a una presión vertical de 10 kPa y se inunda de agua.

También se puede determinar la expansión libre de una probeta de suelo sometida a la presión que interese ensayar.

Ensayo de expansión en rocas

Se trata de un ensayo que permite medir el cambio de volumen de una muestra o probeta debido a la humectación gradual de la roca.

En general, sólo se mide la expansión en dirección vertical, aunque también se puede medir el que se produce en tres direcciones perpendiculares.

La experiencia ha demostrado que este ensayo está especialmente indicado para efectuarse sobre rocas arcillosas y sulfatadas (anhidrita), las cuales tienen una capacidad elevada para aumentar el volumen por absorción de agua con un potencial de expansión variable.

- **Ensayos de alteración frente a agentes atmosféricos**

Ensayo de humedad-sequedad-desmoronamiento (*slake durability test*)

El ensayo cuantifica el debilitamiento originado en la red cristalina de los minerales de la roca por la presencia y desaparición parcial del agua (ASTM D4644), tras un número determinado de ciclos (normalmente 25), y teniendo en cuenta el desmoronamiento sufrido por la muestra a medida que transcurre el ensayo.

Se utiliza fundamentalmente para comprobar el comportamiento de rocas de origen arcilloso o limoso que, a lo largo del tiempo, sufren importantes transformaciones.

El índice I_D, que se obtiene del ensayo, es la relación porcentual entre el peso seco de los fragmentos después de dos ciclos y el que presentaban antes del ensayo.

Ensayo de calentamiento-enfriamiento

El ensayo consiste en someter a la roca a un choque térmico similar al que puede darse en la naturaleza, a fin de prever las acciones originadas por las expansiones y contracciones que tienen lugar (UNE-EN 14066).

De este ensayo, al igual que del anterior, se obtiene el porcentaje de pérdida de material que sucede durante su realización.

Ensayo de cristalización de sales

En este tipo de ensayos se estudia el efecto que tiene, sobre la muestra de roca, el crecimiento de cristales de sales existentes en la misma, o aquellos que la atacan a esta última, el ensayo se encuentra regulado en la norma UNE –EN 12370.

Como en los ensayos actúa conjuntamente el efecto de humectación-desecación, es preciso realizar ensayos paralelos, simplemente con agua, para identificar a qué causa corresponden los efectos que se observan.

El resultado del ensayo se determina, como en todos los anteriores, a través de la pérdida en peso de los materiales ensayados.

Ensayo de inmersión

Con este ensayo se determina cuál es el comportamiento de las rocas frente a la acción del agua. Se recomienda consultar la norma UNE - EN1936.

Existen diversos procedimientos para cuantificar el incremento de fisuras producidas por el debilitamiento de las rocas al aumentar su grado de saturación. Uno de ellos, quizá el más extendido, consiste en analizar la rapidez con la que tiene lugar el desmoronamiento de un fragmento de roca, una vez que se ha introducido en agua destilada.

A partir del ensayo se obtiene un índice (I_j) que en algunos casos es posible correlacionar con el índice de durabilidad (I_p) que resulta del ensayo de humedad-sequedad-desmoronamiento.

3.4. CONTROL DE CALIDAD EN LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

En Colombia, el control de la calidad de los ensayos de laboratorio es acreditado por el Organismo Nacional de Acreditación - ONAC, quien es el ente responsable de garantizar que el laboratorio que ofrece servicios de ensayos cumpla con los parámetros mínimos que deben darse:

- Idoneidad del personal.
- Equipos apropiados (calibrados y verificados).
- Condiciones ambientales (ubicación, espacio necesario, temperaturas de los cuartos, etc.).
- Manipulación de las muestras.
- Cumplimiento de los métodos de ensayo, etc.

Los Laboratorios de ensayos para ingeniería, deben seguir la norma de calidad ISO 17025, la cual establece los parámetros mínimos que se deben cumplir, uno de los aspectos más importantes del cumplimiento de esta norma es el cálculo y presentación de la incertidumbre del resultado.

El cálculo de la incertidumbre del resultado, define el rango de variación que puede tener un dato, tiene las mismas unidades del mensurando (R) y ofrece una información directa de las condiciones de ejecución del ensayo, el valor de incertidumbre se debe presentar de la siguiente manera:

$$V_r = R \pm I \qquad [3.18]$$

Donde:
- V_r: Valor real del parámetro, en las dimensiones del parámetro medido.
- R: Valor obtenido del mensurando (parámetro medido), en las mismas unidades que V_r.
- I: Valor de la incertidumbre en las mismas unidades que V_r. Este valor se determina de acuerdo con cualquier método validado por la ISO-17025 mediante el análisis estadístico de la diversa información que define un ensayo de laboratorio.

Este valor de incertidumbre es de presentación obligatoria en cada resultado, se puede dar el caso que este valor ayude al ingeniero responsable a tomar la decisión de cambiar de laboratorio.

Ejemplo de Aplicación

Los laboratorios A y B, están evaluando la misma muestra, están midiendo el valor del Límite Líquido, ambos laboratorios tienen este ensayo acreditado ante el ONAC, y reportan los siguientes resultados:

- Laboratorio A: LL = 65% ± 20%

- Laboratorio B: LL = 65% ± 5%

Evidentemente, el laboratorio B ofrece menor variación respecto de los resultados, y esta comparación permite tener el argumento para contratar el laboratorio B, y no el laboratorio A. En esta presentación de resultados un dato solo (sin el reporte de la incertidumbre) no corresponde al "valor real" del mensurando.

De darse el caso de realizar ensayos de laboratorio en el sitio de la obra, o con un laboratorio que no tenga acreditados sus métodos, al menos se debe garantizar que se cumplan con las exigencias presentadas al final de cada norma de ensayo, exigencias que se refieren a los conceptos de "tolerancia y precisión", y que deben estar en el cálculo de la incertidumbre para los resultados que emiten.

El cálculo de la incertidumbre consiste en la aplicación de diversos métodos, uno de los más reconocidos internacionalmente es el de la GUM (Guía para estimar la incertidumbre de la medición), que utiliza herramientas estadísticas para la determinación de la incertidumbre. Este valor encierra todas las variables posibles que se pueden presentar en el desarrollo de un ensayo, muy similares a las exigidas para la acreditación de cada ensayo. Por lo tanto, se entiende que el valor de la incertidumbre de un ensayo no es un valor permanente sino temporal, y cada laboratorio está en la obligación de realizar la actualización de este valor.

3.5. REGISTROS DE CAMPO DE LAS PERFORACIONES

La información obtenida durante la ejecución de cada perforación es registrada gráficamente por el inspector, en un formato establecido para el efecto denominado registro de la perforación, el cual contiene, como mínimo, los siguientes datos:

- Identificación del proyecto.
- Nombres del inspector y del operador del equipo.
- Fecha de la perforación.
- Número, localización, y tipo de barreno.
- Perfil estratigráfico del subsuelo, obtenido por observación de los suelos y núcleos de roca extraídos por barrena, penetrómetro estándar o tubo de pared delgada.
- Posición del nivel freático si se detecta.
- Resistencia a la penetración en la prueba STP y profundidad de la prueba.
- Número, tipo, y profundidad de las muestras recolectadas para remisión al laboratorio.
- En caso de extracción de núcleos, longitud real de corrida, longitud recuperada y RQD.

Antes de ausentarse, el inspector de perforación verifica que la información de todas las perforaciones está completa. Si la información sobre la localización exacta no está disponible, hace un esquema donde las ubique en relación con detalles identificables (por ejemplo, puentes, alcantarillas, postes de referencia, etc.).

Si se hicieron apiques, incluye registros de los mismos en formatos similares, anexando fotografías de las caras excavadas.

A manera de orientación se presenta un formato de registro de campo el cual se ilustra en la Figura 3.19.

Nombre de la empresa:

REGISTRO DE ENSAYOS DE SUELOS
INFORME DE CAMPO
APIQUES

COMPAÑÍA _____

OBRA _____ Ingeniero Responsable _____

Laboratorista _____ Firma _____

Equipo utilizado

Fecha de Ensayo

año mes día

Profundidad (m)	DESCRIPCIÓN	Espesor	Muestra

ESQUEMA DE LOCALIZACIÓN

Representante de la Compañía

Nombre: _____

Firma _____

Cargo _____

Observaciones: _____

Figura 3.19. Modelo del Registro de campo de los apiques y/o perforaciones

Se registra la mayor cantidad de información de campo posible, se tiene en cuenta al menos la información solicitada en la norma INV E-101; y se sugiere que, adicional a este registro, se lleve también un registro fotográfico, donde posteriormente, junto con en el trabajo de oficina, se contraste o verifique la información obtenida de los ensayos de laboratorio con las observaciones en campo.

3.6. PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Luego del registro de campo se consolida la información para presentar el perfil estratigráfico encontrado, este perfil puede verificarse con los resultados de laboratorio.

Para el caso del perfil estratigráfico, en el espacio designado dentro del formato para esta información, al menos se reporta:

- Cambios de estrato.
- Escala métrica para verificar dónde se presenta el cambio.
- Convención que identifique la ubicación del nivel freático.
- Convenciones que identifiquen los tipos de material.
- Escala de colores para diferenciar grados de meteorización, colores del material, identificación de vetas, etc.

Algunas de las convenciones que se utilizan para desarrollar el perfil estratigráfico se presentan en la Figura 3.20.

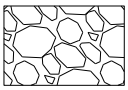
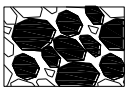
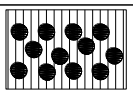
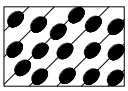
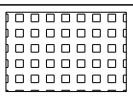
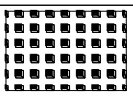
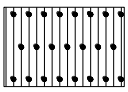
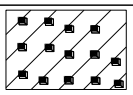
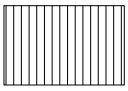
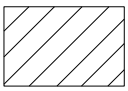
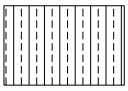
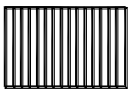
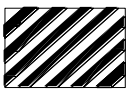
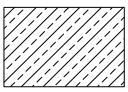
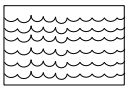
DIVISIONES MAYORES		SIMBOLO		DESCRIPCION
		SUCS	GRAFICO	
SUELOS GRANULARES	GRAVA Y SUELOS GRAVOSOS	GW		GRAVA BIEN GRADUADA
		GP		GRAVA MAL GRADUADA
		GM		GRAVA LIMOSA
		GC		GRAVA ARCILLOSA
	ARENA Y SUELOS ARENOSOS	SW		ARENA BIEN GRADUADA
		SP		ARENA MAL GRADUADA
		SM		ARENA LIMOSA
		SC		ARENA ARCILLOSA
SUELOS FINOS	LIMOS Y ARCILLAS (LL < 50)	ML		LIMO INORGA-NICO DE BAJA PLASTICIDAD
		CL		ARCILLA INOR-GANICA DE BAJA PLASTICIDAD
		OL		LIMO ORGANICO O ARCILLA ORGA-NICA DE BAJA PLASTICIDAD
	LIMOS Y ARCILLAS (LL > 50)	MH		LIMO INORGA-NICO DE ALTA PLASTICIDAD
		CH		ARCILLA INOR-GANICA DE ALTA PLASTICIDAD
		OH		LIMO ORGANICO O ARCILLA ORGA-NICA DE ALTA PLASTICIDAD
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS		Pt		TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS

Figura 3.20. Descripción gráfica de los tipos de suelos (Fuente: Elaboración propia)

La definición del perfil estratigráfico (Figura 3.21), es una herramienta para la selección del nivel de fundación.

Nombre de la empresa	REGISTRO DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO AP1

COMPAÑÍA					Ref:	
OBRA						
LOCALIZACION					Operario:	
NORMA					Fecha:	
					Ing Supervisor	

Inicial	Final	Espesor	MUESTRA	DESCRIPCION CAMPO	ESQUEMA DE LOCALIZACIÓN
0	0,04	0,04	NA	BALDOSA	
0,04	0,12	0,1	NA	MORTERO DE PEGA	
0,12	0,19	0,07	NA	ADOQUIN	
0,19	0,24	0,05		ARENA LAVADA DE TONALIDAD AMARILLA	
0,24	0,78	0,54		RELLENO CON ARCILLA, DE CONSISTENCIA DURA AL TACTO Y COLOR CAFÉ OSCURO	
0,78	1,52	0,74		MATERIAL ARCILLOSO DE CONSISTENCIA DURA AL TACTO, CON BETAS ROJAS Y COLOR CAFÉ OSCURO	
				FIN DEL SONDEO	

Figura 3.21. Modelo cuadro perfil estratigráfico (Fuente: Elaboración propia)

3.7. CUADRO RESUMEN DE ENSAYOS

El cuadro resumen es el resultado final de los trabajos de campo y de laboratorio, en un formato se presenta toda la información obtenida, la recopilada en campo (descripción visual de los materiales, estado de humedad, etc.), y la obtenida en laboratorio y oficina (perfil estratigráfico, resultados de laboratorio, ubicación del nivel freático, métodos de exploración, etc. (Figura 3.22).

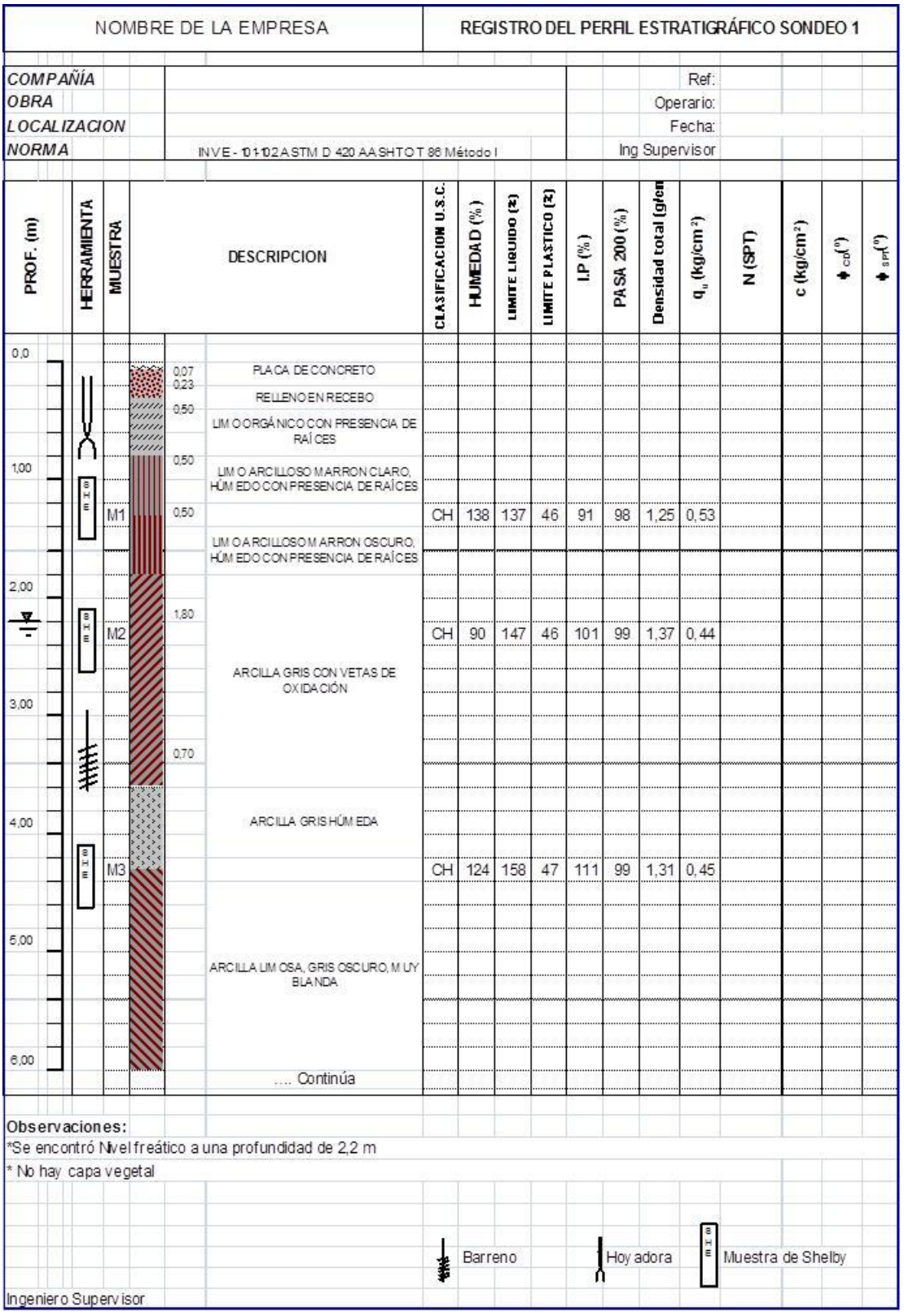


Figura 3.22. Modelo cuadro resumen de ensayos (Fuente: Elaboración propia)

3.8. PRESENTACIÓN DEL INFORME

Una vez terminada la exploración del subsuelo y todos los ensayos de campo y laboratorio programados por el especialista geotécnico, este elabora el informe correspondiente, el cual sirve de base para el diseño estructural y como referencia durante la etapa de construcción.

Todos los estudios, reconocimientos de campo, ensayos de laboratorio, análisis de la información, etc., deben quedar recogidos en un único documento que constituirá el Informe Geotécnico como base de los trabajos posteriores. Una definición del estudio geotécnico se presenta en el numeral H.2.2.2 (Estudio geotécnico definitivo) de la NSR-10.

La finalidad del Informe Geotécnico se debe hacer explícita en su texto con mención del tipo de obras o estructuras para las que se ha previsto sea utilizada la información. Su utilización posterior para una finalidad distinta debe ser justificada de modo expreso.

El informe debe incluir un resumen de la información previa, de la descripción y del análisis de los reconocimientos realizados, de la identificación de los materiales que existen en el subsuelo, y de la determinación de los parámetros geotécnicos necesarios para los trabajos que hayan sido objeto del estudio.

En determinados casos, la existencia de problemas singulares puede exigir la realización de una investigación o redacción de un estudio, específicos, cuyas características serán adaptadas al tema a tratar.

Contenido del Informe

Aunque cada profesional tiene la independencia para elaborar el informe de acuerdo con su experiencia y con las características del proyecto, el documento debe incluir, al menos, los siguientes aspectos:

- Propósito del informe geotécnico.
- Descripción general del proyecto o características del problema, que motivan su redacción. Se deben incluir la descripción, la geometría de la obra, las tipologías estructurales previstas, los materiales a emplear y una estimación de las cargas principales.

- Descripción detallada de la ubicación del sitio, incluyendo la topografía, las condiciones de acceso, las instalaciones de servicios públicos, estructuras y otras edificaciones cercanas, el clima, el tipo de vegetación, las condiciones del drenaje natural y cualquier otra característica que pueda ser de relevancia.

- Antecedentes generales y geotécnicos.

- Descripción de los trabajos de campo realizados, donde se indiquen el tipo de perforaciones, su número, localización y profundidad, así como los ensayos realizados *in situ*. Deben considerarse, además, las referencias cronológicas de los distintos trabajos de campo, la descripción de los equipos empleados, y el personal que los ha realizado.

- Trabajos de laboratorio. Describen los ensayos empleados, los tipos de muestras analizadas y la cantidad de ensayos de cada tipo, así como la discusión de los resultados.

- Descripción de las condiciones geológico-geotécnicas del sitio de estudio, a partir de los perfiles estratigráficos y de las características geotécnicas deducidas de los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio. Se incluye en este apartado la historia geológica y geomorfológica del lugar (se recomienda la ayuda de fotos aéreas donde sea aplicable), la cartografía geológica, la estructura del subsuelo, los tipos de suelos o rocas que pueden intervenir en el problema en estudio, la experiencia geotécnica local, la observación del nivel freático, etc. Esta descripción debe ser realizada con ayuda de mapas, planos, perfiles geotécnicos, fotografías y esquemas o dibujos suficientes para la clara exposición de todos los detalles de interés.

- Características geotécnicas del terreno. Hecha la clasificación de los distintos materiales reconocidos, se describen, para cada uno de ellos, las características geotécnicas que se deducen de los ensayos de laboratorio y de los ensayos *in situ*. En términos generales, se trata de establecer las causas de variación de los distintos parámetros mediante gráficos, figuras y correlaciones. Son de particular interés los diagramas de variación de los distintos parámetros en profundidad.

Los puntos anteriores alimentan el informe de diseño que generalmente se constituye en un tomo conjunto con el informe del estudio de suelos. Para tal fin el informe debe contener adicionalmente lo siguiente:

- Tipo y cota de cimentación, incluyendo alternativas de sistemas de fundación, mejoramiento del suelo bajo la cimentación, sistemas de precarga, etc., siempre que sea pertinente.

- Tensiones de contacto admisibles para fundaciones directas, carga admisible de compresión y tracción para cimentaciones profundas y constante de balasto para solicitaciones estáticas y sísmicas.

- Parámetros necesarios para determinar empujes, resistencia al deslizamiento, resistencia pasiva, diseño de anclajes y terraplenes, siempre que sea pertinente, tanto para condiciones tanto estáticas como sísmicas.

- Descripción de procedimientos especiales de construcción y redacción de las especificaciones particulares de construcción que sean necesarias para materializar las bases de diseño que contiene el informe.

- Conclusiones, recomendaciones, y limitaciones del estudio.

Como anexos, el informe geotécnico incluye:

- Mapa detallado de localización del sitio.

- Plano de planta y perfil del terreno en el eje del puente o de la estructura, en el cual se represente la ubicación y cotas de los sitios explorados, así como el perfil estratigráfico de cada uno. Las cotas se deben encontrar amarradas al sistema establecido en el levantamiento topográfico.

- Registros de las perforaciones.

- Formatos con los datos y los resultados de todas las pruebas de campo y de laboratorio.

- Documentación gráfica adicional que sea de utilidad para el proyecto.

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

AASHTO, AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. 1996. *Standard Specifications for Highway Bridges.* Washington D.C. : s.n., 1996.

ASTM, AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. 1993. *Standard Test Method for Identification and Classification of Dispersive Clays Soils by the Pinhole Test.* Pennsylvania : s.n., 1993. ASTM D4647-93.

CALTRANS, CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. 2008. *Foundation Manual.* Sacramento : s.n., 2008.

CTDOT, CONNECTICUT DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. 2005. *Geotechnical Engineering Manual.* Newington : s.n., 2005.

DE LEÓN, R. O. s.f.. La exploración Geofísica en las Obras de Ingeniería. *Asociación Dominicana de Mitigación de Desastre - ADMD.* [En línea] s.f. [Citado el: 30 de Agosto de 2012.] http://www.desastre.org/home/data/pdf/risk/esp/Ing.%20De%20Leon%20-%20Exploracion%20Geofisica%20en%20Obras%20de%20Ingenieria%202.pdf.

DEPARTMENT FOR COMMUNITIES AND LOCAL GOVERNMENT. 2007. *A Designers' Simple Guide to BR EN 1997.* London : s.n., 2007.

FDOT, STATE OF FLORIDA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. 2004. *Soils and Foundations Handbook.* Gainesville : s.n., 2004.

FHWA, FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. 2001. *Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Structures: Reference Manual and Participant Workbook.* Washington D.C. : s.n., 2001. FHWA HI-98-032.

—. 2001. *Manual on Subsurface Investigations.* Washington D.C. : s.n., 2001. Publication No. FHWA NHI-01-031.

—. 2006. *Soils and Foundations: Reference Manual. National Highway Institute. NHI Course No. 132012.* Washington D.C. : s.n., 2006. Vol. 1.

Publication No. FHWA NHI-06-088.

GASC, Y. y BERTIN, R. 1976. *Cimentaciones y obras en recalces.* Barcelona : Editores técnicos asociados, 1976.

GEO, GEOTECHNICAL ENGINEERING OFFICE - The Government of the Hong Kong Special Administrative Region. 2006. *Foundation Design and Construction.* Homantin, Kowloon : s.n., 2006. GEO No. 1/2006.

ILLINOIS STATE TOLL HIGHWAY AUTHORITY. 2008. *Design Manual for Tollway Transportation Structures.* Downers Grove : s.n., 2008.

INDOT, INDIANA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. 2010. *Geotechnical Manual.* Indianapolis : s.n., 2010.

INVIAS, INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. 2008. *Especificaciones generales de construcción de carreteras y normas de ensayos para materiales de carreteras.* Bogotá D.C. : s.n., 2008.

—. 2008. *Manual de Diseño Geométrico de Carreteras.* Bogotá : s.n., 2008.

—. 2009. *Manual de Drenaje para carreteras.* Bogotá : s.n., 2009.

MDT, MONTANA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. 2009. *Montana Geotechnical Manual.* Helena : s.n., 2009.

MINFOMENTO, MINISTERIO DE FOMENTO - DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS. 2004. *Guía de cimentaciones en obras de carreteras.* Madrid : s.n., 2004.

MNDOT, MINNESOTA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. 2008. *Geotechnical Manual.* Saint Paul : s.n., 2008.

MOP-CHILE, DIRECCIÓN DE VIALIDAD, MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS CHILE. 2010. *Manual de Carreteras: Instrucciones y Criterios de Diseño.* Santiago : s.n., 2010. Vol. 3.

MOPU, MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO. DIRECCIÓN GENERAL DE PUERTOS Y COSTAS. 2005. *Recomendaciones para Obras*

Marítimas y Portuarias. Madrid : s.n., 2005. ROM 0.5-05.

PÉREZ ALAMA, V. s.f.. *Materiales y procedimientos de Construcción. Mecánica de Suelos y Cimentaciones.* s.f.

ROJAS, S. 2007. Investigación del subsuelo - Tipos de fundación y elementos de la fundación. Mérida : Universidad de los Andes, 2007.

SÁNCHEZ R., D. 2007. *Aplicación del Método Gravimétrico (Microgravimetría de Alta Resolución) en Exploración Minera.* Sertanejas : s.n., 2007. Trabajo de Grado (Ingeniería Geofísica), Universidad Simón Bolivar.

SCHMID, W. A. y LAZOS M., R. J. 2000. *Guía para estimar la incertidumbre de la medición.* El Marqués : Centro Nacional de Metrología, 2000.

TIMBER PILING COUNCIL - AMERICAN WOOD PRESERVERS INSTITUTE. 2002. *Timber Pile Design and Construction Manual.* Birmingham : s.n., 2002.

TORRIJO E., F. J. y CORTÉS G., R. 2007. *Suelos y las rocas en ingeniería geológica: Herramientas de estudio.* Valencia : Universitat Politècninca de València, 2007.

VISCARRA A., F. 2006. *El Cono Dinámico de penetración y su aplicación en la evaluación de suelos.* Cochabamba : Universidad Privada Boliviana, 2006.

WSDOT, WASHINGTON STATE DEPARMENT OF TRANSPORTATION. 2011. *Geotechnical Design Manual. Environmental and engineering programs.* Seattle : s.n., 2011.

4

CARACTERIZACIÓN DE SUELOS Y ROCAS

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 4. CARACTERIZACIÓN DE SUELOS Y ROCAS 4-1
4.1. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA 4-1
4.1.1. Geología general 4-1
4.1.2. Geología estructural y discontinuidades 4-5
4.1.2.1. Pliegues 4-6
4.1.2.2. Fallas 4-7
4.1.2.3. Fracturas 4-8
4.1.2.4. Juntas o diaclasas 4-8
4.1.2.5. Foliación 4-8
4.1.2.6. Estratificación 4-8
4.1.2.7. Discordancia 4-8
4.1.3. Geomorfología 4-8
4.1.4. Geodinámica 4-9
4.1.4.1. Geodinámica externa 4-9
4.1.4.2. Geodinámica interna 4-10
4.1.4.3. La geodinámica en el ambiente Geológico Colombiano 4-10
4.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA 4-11
4.2.1. Rocas 4-11
4.2.1.1. La litología 4-12
4.2.1.2. La resistencia 4-16
4.2.1.3. Las discontinuidades 4-19
4.2.1.4. Grado de meteorización 4-21
4.2.1.5. Condiciones hidrogeológicas 4-23
4.2.1.6. Propiedades ingenieriles de la roca 4-25
4.2.1.6.1. Propiedades Físicas 4-28
4.2.1.6.2. Propiedades mecánicas 4-31
4.2.1.6.3. Propiedades hidráulicas 4-39
4.2.1.7. Clasificación de macizos rocosos 4-41
4.2.1.7.1. Clasificación de Terzaghi 4-41
4.2.1.7.2. Clasificación de Deere 4-42
4.2.1.7.3. Clasificación de Bieniawski (1973) 4-43
4.2.1.7.4. Clasificación de Barton (1974) 4-46
4.2.1.7.5. Método GSI (*Geological Strengh Index*) (HOEK, 2007) 4-50

4.2.1.8. Correlación entre las clasificaciones de rocas 4-52
4.2.1.9. Coeficientes sísmicos 4-53
4.2.1.9.1. Ondas primarias 4-53
4.2.1.9.2. Coeficiente de aceleración horizontal 4-54
4.2.2. Suelos 4-55
4.2.2.1. Propiedades físicas de los suelos 4-55
4.2.2.1.1. Relaciones Volumétricas 4-55
4.2.2.1.2. Relaciones gravimétricas 4-58
4.2.2.1.3. Relaciones de peso y volumen 4-58
4.2.2.1.4. Otras propiedades físicas 4-61
4.2.2.1.5. Granulometría 4-63
4.2.2.1.6. Plasticidad 4-64
4.2.2.1.7. Clasificación de los suelos 4-66
4.2.2.2. Propiedades mecánicas de los suelos 4-71
4.2.2.2.1. Concepto de esfuerzo 4-72
4.2.2.2.2. Resistencia al corte 4-74
4.2.2.2.3. Compresibilidad 4-78
4.2.2.2.4. Correlaciones para obtener propiedades mecánicas de los suelos 4-79
4.2.2.3. Propiedades hidráulicas de los suelos 4-105
4.2.2.3.1. Permeabilidad 4-105
4.2.2.3.2. Gradiente hidráulico 4-105
4.2.2.3.3. Coeficiente de Permeabilidad 4-107
4.2.2.3.4. Correlaciones para obtener el coeficiente de permeabilidad k 4-108
4.2.2.4. Caracterización de los suelos de difícil comportamiento 4-110
4.2.2.4.1. Suelos colapsables 4-111
4.2.2.4.2. Suelos expansivos 4-113
4.2.2.4.3. Suelos orgánicos 4-115
4.2.2.4.4. Suelos dispersos 4-117
4.2.2.4.5. Suelos licuables 4-120
4.2.2.4.6. Suelos residuales 4-123
4.2.2.5. Depósitos de suelo 4-125
4.2.2.5.1. Depósitos aluviales 4-125
4.2.2.5.2. Depósitos eólicos 4-126
4.2.2.5.3. Depósitos lacustres y marinos 4-127
4.2.2.5.4. Depósitos coluviales 4-128
4.2.3. Confiabilidad y variabilidad de datos 4-128
BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA 4-135
ANEXO A 4-137

CAPÍTULO 4. CARACTERIZACIÓN DE SUELOS Y ROCAS

4.1. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA

Geología (*gea* "tierra" y *logos* "estudio") es la ciencia que estudia la composición y estructura de la corteza terrestre, y los diferentes procesos que han dado lugar a su presente estructura.

El campo de aplicación de la geología es muy amplio y su conocimiento es esencial para estudios de viabilidad de proyectos, estudios de terrenos, cimentaciones, excavaciones, canteras, obras sobre cauces fluviales, impacto medio ambiental, riesgos geológicos, prevención y conservación de obras.

Las obras viales se desplantan en su mayoría de las veces, sobre un material natural, por lo que la caracterización geológica del sitio donde se va a emplazar una obra se constituye en una herramienta básica para el desarrollo de una obra civil.

El estudio geológico es necesario en todas las etapas de un proyecto, este deberá contener como mínimo información relacionada con litología, estratigrafía, discontinuidades, geomorfología, hidrología, y la geodinámica externa e interna de la zona de análisis.

4.1.1. Geología general

Los datos geológicos son necesarios, en primer término, en la etapa de anteproyecto, los cuales se obtienen de fotografías aéreas, de planos geológicos, y de toda la información bibliográfica, geológica, o geotécnica existente sobre el área en estudio.

En la etapa de reconocimiento preliminar la información geológica y geotécnica se obtiene de la inspección de campo, y en la etapa correspondiente al estudio definitivo los datos geológicos se obtienen de la ejecución de perforaciones, apiques, o trincheras, y de la aplicación de algunos métodos geofísicos, actividades de exploración del subsuelo que se encuentran descritas en el capítulo 3.

En el caso de rocas se describen mineralogía, características texturales, estructuras, clasificación, grado de fracturación, propiedades ingenieriles, espesor, distribución y origen de las diferentes unidades. Se menciona el nombre de las unidades y formaciones existentes, y se definen para facilitar la comunicación entre el geólogo y el Geotecnista.

Para fines geotécnicos el primer requerimiento es conocer la resistencia y el comportamiento mecánico de la masa rocosa. Es importante distinguir entre la resistencia de la roca intacta y la de un fragmento; la resistencia está determinada principalmente por la frecuencia y orientación de las discontinuidades. En la Tabla 4.1 se presenta un indicativo de la dureza de la roca mediante la respuesta al golpe del martillo de geología.

Tabla 4.1. Clasificación utilizada para estimar el Índice de dureza de la roca

CLASIFICACIÓN	IDENTIFICACIÓN
Muy dura	El martillo produce solamente descascare de la muestra. Sonido metálico del golpe
Dura	El espécimen es fracturado con muchos golpes de martillo
Medianamente dura	El espécimen requiere más de un golpe de martillo para ser fracturado
Ligeramente suave	No se puede raspar con un cuchillo de bolsillo. El espécimen puede ser fracturado con un solo golpe firme de martillo
Débil o suave	Se descascara con dificultad con un cuchillo de bolsillo; rayado poco profundo con golpes firmes con la punta del martillo del geólogo
Muy débil	Se descompone con golpes firmes con la punta del martillo de geólogo. Puede ser raspado con un cuchillo de bolsillo

Otra forma de identificar la roca consiste en la observación del grado de meteorización de la roca, por parte del geólogo, basándose en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Clasificación utilizada para determinar el grado de meteorización de la roca

GRADO	DENOMINACIÓN	CRITERIO DE RECONOCIMIENTO
I	Roca sana o fresca	La roca no presenta signos visibles de meteorización, pueden existir ligeras pérdidas de color o pequeñas manchas de óxido en los planos de discontinuidad.
II	Roca ligeramente meteorizada	Las rocas y los planos de discontinuidad presentan signos de decoloración. La roca puede estar decolorada en la pared de las juntas pero no es notorio que la pared sea más débil que la roca sana.
III	Roca moderadamente meteorizada	La roca está decolorada en la pared. La meteorización empieza a penetrar hacia el interior de la roca desde las discontinuidades. El material es notablemente más débil en la pared que en la roca sana. Material débil <50%del total.
IV	Roca meteorizada o muy meteorizada	Más de la mitad del material se descompone en suelo. Aparece roca sana o ligeramente meteorizada de forma discontinua.
V	Roca completamente meteorizada	Todo el material se descompone en suelo. La estructura original de la roca se mantiene intacta.
VI	Suelo residual	La roca es totalmente descompuesta en suelo y no se pueden reconocer ni la textura, ni la estructura original. El material permanece *in situ* y existe un cambio de volumen importante.

En cuanto a la estratificación, esta es la disposición de las capas o estratos de un terreno, representada por un plano o superficie de discontinuidad. Este plano o superficie de discontinuidad puede ser abierto o sólo ser definido por un cambio de coloración de la roca depositada.

Es importante conocer además de la estratigrafía, el origen, el espesor, la distribución y su posición en la secuencia, de las distintas unidades litológicas presentes, y cuál ha sido la evolución histórica del sitio en análisis.

En el caso del suelo se debe evaluar el contexto geológico del mismo considerándolo como un "cuerpo natural heterogéneo", constituido por sedimentos no consolidados de partículas sólidas, fruto de la alteración de las rocas, formando suelos residuales y transportados o depositados.

Algunas de las propiedades básicas de los suelos a estudiar son: color, tamaño de las partículas, consistencia, textura, estructura, porosidad, humedad, densidad y contenido de materia orgánica.

Para la identificación de los suelos es importante conocer algunas definiciones desde el punto de vista geológico:

- **Saprolito.** Suelo residual en el que se conservan la textura y la estructura de la roca madre.

- **Regolito.** Término genérico utilizado para designar los materiales de la corteza terrestre que se encuentran entre la superficie y el sustrato rocoso, sean ellos suelos residuales o transportados. Es un sinónimo de suelo.

- **Suelo residual.** El que se forma sobre la roca madre (autóctono).

- **Suelo transportado.** Son aquellos formados por los productos de alteración de las rocas, removidos y depositados en otro sitio diferente al de su origen (alóctono).

- **Lixiviación.** Remoción de material soluble del suelo por agua infiltrada.

- **Humus.** Residuo de la descomposición de tejidos orgánicos, que da el color al suelo.

- **Relictos.** Estructuras que hereda el suelo de la roca madre (diaclasas, etc.).

- **Coluvión.** Depósito de ladera; proviene de los movimientos de masas.

- **Aluvión.** Depósito de corriente (alóctono).

- **Subsidencia.** Hundimiento por presencia de cavernas kársticas o fallas activas.

- **Depósitos.** El nombre de los depósitos depende del agente de transporte, del lugar y de su estructura:

  - **Por el agente:** Coluvial (gravedad), eólico (viento), aluvial (agua), glaciar (hielo).

  - **Por el lugar:** Palustre (pantanos), marino (mar), lacustre (lagos), terrígeno (continentes).

  - **Por la estructura:** clástico (fragmentos), no clástico (masivo).

- **Abanico aluvial o cono de deyección.** Es en geología una forma del terreno, o accidente geográfico, que se forma cuando una corriente de agua que fluye rápidamente entra en una zona más tendida y su velocidad disminuye, extendiéndose su cauce en abanico.

4.1.2. Geología estructural y discontinuidades

Para una mejor compresión del comportamiento de una obra civil en un sitio determinado, se necesita conocer las estructuras geológicas y discontinuidades de las rocas y/o suelos donde quedará asentada la estructura como son: pliegues, fallas, juntas o diaclasas, fracturas, foliación, estratificación, discordancias acorde a la Tabla 4.3.

Tabla 4.3. Tipos de discontinuidades de la masa rocosa

TIPOS DE DISCONTINUIDADES DE LA MASA ROCOSA		
Según su Tipo	ESTRUCTURALES Constituyen diseños de debilidad	Estratificación, foliación, clivaje
	FÍSICAS Separación efectiva de partes	Diaclasas, fallas, fracturas
Según su Tamaño	MENORES Frecuentemente, son susceptibles de tratamiento estadístico	Diaclasas
	MAYORES Escasas, tratamiento individual	Fallas

A continuación se hace una descripción de estas estructuras y discontinuidades, con énfasis en las características que deben tomarse en cuenta para un estudio geotécnico:

4.1.2.1. Pliegues

Es importante reconocer los diferentes tipos de pliegues en el campo y hacer precisión de su orientación, rumbo, azimut, dimensiones e intensidad. A veces los pliegues pueden influir en la elección del sitio para el emplazamiento de la cortina de una presa, de un túnel, o una carretera. Un pliegue está completo cuando tiene al menos un anticlinal y un sinclinal, como se observa en la Figura 4.1. El sinclinal tiene mucha importancia en ingeniería, como consecuencia de su capacidad para acumular fluidos. Billings (1994) describe los pliegues como ondulaciones u olas en las rocas de la tierra, que son más comunes en los estratos sedimentarios, pero pueden aparecer en cualquier tipo de material.

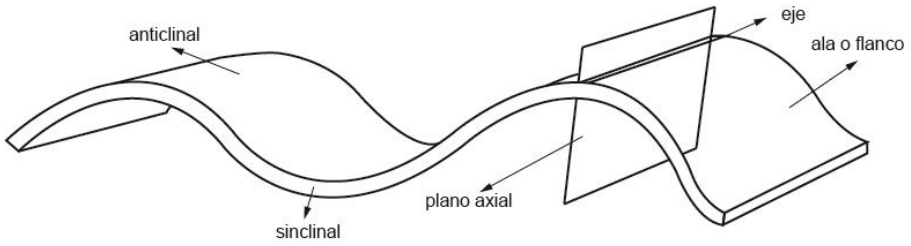


Figura 4.1. Esquema de Pliegue

4.1.2.2. Fallas

Una falla es una estructura geológica donde existe rompimiento y desplazamiento apreciable de las rocas de la corteza terrestre. Las fallas tienen gran importancia y trascendencia, y son susceptibles de ocasionar graves y lamentables problemas en ingeniería civil, ya que pueden determinar la no construcción de un tramo vial por razones de seguridad, o condicionar la vialidad de un proyecto por su presencia. En la figura 4.2 se indican las partes de una falla (DUQUE, 2002).

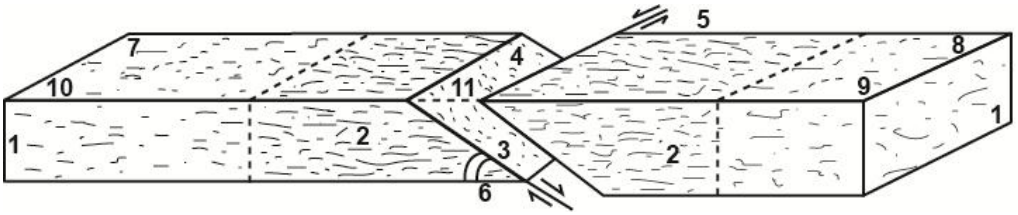


Figura 4.2. Partes de una falla. (1) Bloques; (2) Labios de falla; (3) Plano de falla; (4) Espejo de la falla; (5) Línea de falla; (6) Ángulo de buzamiento; (7) Bloque levantado; (8) Bloque hundido; (9) Techo; (10)Piso; (11) Salto real

Las fallas pueden generar terremotos a lo largo de ellas y causar daño y destrucción de las estructuras construidas sobre ellas o en la vecindad, por la energía liberada. Estos fenómenos también pueden cambiar las propiedades geotécnicas del terreno al disminuir la resistencia, modificar las condiciones de permeabilidad, poner en contacto formaciones litológicas distintas, y activar en la mayoría de los casos la erosión diferencial.

Una falla activa desde el punto de vista ingenieril es aquella que se ha movido en el pasado geológico reciente y que puede moverse en el próximo futuro. Por pasado geológico reciente se entiende el holoceno (últimos diez mil años) y por próximo futuro a la vida útil de la estructura.

El OIEA (Organismo Internacional de Energía Atómica) propuso además el término de falla capaz, semejante al de falla activa, y la define como “aquella que ha presentado deformación tectónica en los últimos 500 mil años o cualquier otra falla en relación estructural con la primera, o con macrosismicidad asociada”.

En síntesis una falla representa una zona de debilidad del macizo, lo cual representa una variedad de problemas como un cambio de tipo litológico, o un camino para filtraciones de agua (PLAZA, 2005).

4.1.2.3. Fracturas

Es un término general para cualquier rotura en una roca, sea esto causa o no de desplazamiento, debido a esfuerzos de tensión. Las fracturas tienen una abertura mayor que las fisuras.

Su estudio se realiza cuantificando la calidad de la roca sobre los testigos o núcleos obtenidos en la exploración en campo, mediante la obtención del RQD (Índice de Calidad de la Roca).

4.1.2.4. Juntas o diaclasas

Son fracturas en una roca, más o menos verticales o transversales a la estratificación, a lo largo de las cuales no ha ocurrido un movimiento apreciable. La superficie de fracturamiento es usualmente plana y siempre ocurren en grupos paralelos.

4.1.2.5. Foliación

Se refiere a la disposición en láminas que adquieren ciertas rocas, cuando se ven sometidas a la acción de la temperatura y a grandes esfuerzos tectónicos.

4.1.2.6. Estratificación

Se trata de la propiedad que tienen las rocas sedimentarias de disponerse en capas, unas sobre otras, en una secuencia vertical.

4.1.2.7. Discordancia

La discordancia se presenta cuando una serie de estratos no "concuerdan" con los de arriba, es decir tienen una diferente orientación. Sucede cuando una formación rocosa ha sido deformada, plegada y erosionada, y luego se deposita otro estrato sobre ella.

4.1.3. Geomorfología

La geomorfología se encarga de estudiar las formas de la Tierra y tiene como objetivo principal identificar el relieve terrestre, en función de su origen, morfología, tiempo de formación, y la dinámica de los procesos geológicos recientes.

Una geoforma genera un relieve con volumen, forma y tamaño. Desde este punto de vista las rocas, inclusive los suelos residuales, son lechos rocosos; y los abanicos, llanuras y terrazas son materiales transportados.

Un concepto básico para realizar una adecuada identificación geomorfológica es tener en cuenta la estructura geológica, la cual condiciona las formas del relieve. El relieve de hoy es producto de las geoformas pasadas. Por lo tanto un estudio geomorfológico con miras a desarrollar un proyecto de Ingeniería depende del tipo de la obra en proyección, de su ubicación geológica regional y local, de la calidad del levantamiento topográfico, de la fotointerpretación realizada, y de la identificación de los accidentes geológicos que la puedan afectar, pues hay una estrecha relación entre las formas del relieve y la presencia o no de fallas y fracturas en el área de incidencia del proyecto.

4.1.4. Geodinámica

4.1.4.1. Geodinámica externa

Esta rama de la geología trata de la acción de los agentes atmosféricos: viento, aguas continentales, mares, océanos, hielos, glaciares y gravedad, sobre la superficie de la Tierra. Fenómenos que van originando una lenta destrucción y modelación del paisaje rocoso y del relieve.

Los agentes atmosféricos alteran y erosionan las rocas y minerales, y las transforman en fragmentos o residuos que pueden ser transportados y sedimentados. Este proceso de alteración, llamado meteorización se realiza de dos formas: mediante una acción física (mecánica o disgregación) y otra química (descomposición o alteración), predomina una u otra dependiendo del clima.

Los factores litológicos tienen que ver con las características de las formaciones o masas rocosas y su capacidad de ser alteradas, infiltradas por el agua y afectadas en su grado de dureza, etc.

Los factores tectónicos determinan la disposición relativa de los estratos, así como el tipo de estructuras dominantes; y los factores erosivos causan arrastre de la roca meteorizada, debido a la acción del agua, el hielo o el viento.

Factores todos que van a influenciar el comportamiento de un terreno al ser utilizado para fundar sobre él.

4.1.4.2. Geodinámica interna

La geodinámica interna estudia la incidencia de los agentes modificadores del relieve que se originan en la superficie terrestre y bajo ella. Su estudio está ligado fuertemente a la tectónica y a los procesos volcánicos.

La tectónica es la parte de la geología que estudia los plegamientos, las deformaciones y las fallas de la corteza terrestre, y las fuerzas internas que los originan. Dentro de la tectónica, la orogénesis, del griego oros (montaña) y génesis (nacimiento), estudia y busca respuestas satisfactorias sobre el origen de las fuerzas que pliegan y fallan los estratos de la corteza terrestre, y que han dado lugar a las cordilleras.

Los procesos volcánicos comprenden todos los fenómenos asociados con el derrame sobre la superficie terrestre de los materiales magmáticos procedentes del interior de la Tierra. Cuando tal derrame no llega a producirse, pero el magma se consolida a poca profundidad de la superficie terrestre, se denominan procesos subvolcánicos.

4.1.4.3. La geodinámica en el ambiente Geológico Colombiano

En el territorio Colombiano existe un predominio de rocas blandas, consideradas en geología como materiales intermedios entre rocas y suelos. Rocas con fuerte alteración tectónica, que están expuestas a agentes bioclimáticos intensos, por lo que se presentan poco cementadas y poco consolidadas, vulnerables fácilmente a los cambios de humedad, frecuentes en el ambiente tropical Andino.

Al oriente del país se ubican suelos residuales y de origen volcánico, y al occidente se desarrollan grandes zonas afectadas por deformaciones y fallas de origen tectónico; situación que se traduce en presencia de gran número de fallas, muchas de ellas activas, y zonas de intenso fracturamiento con presencia de zonas de brechas. Son notorias las fallas de rumbo como las de Romeral y Palestina en la zona occidental, y el sistema de fallas inversas del piedemonte Oriental llanero. Fallas que inciden desfavorablemente en el desarrollo de los proyectos, porque provocan zonas inestables y en constante movimiento.

Además de la presencia de estos sistemas intensos de fallas y de la baja edad geológica de las cordilleras, es necesario para el diseño de cimentaciones tener en cuenta la existencia de suelos residuales con sus estructuras heredadas, así como la presencia de depósitos típicos de suelos transportados, con gran diversidad de materiales y grandes espesores, producto de la alteración de las rocas removidas, como el caso de la Cordillera Oriental (DUQUE-ESCOBAR, 2007).

4.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

La Geotecnia es la rama de la ingeniería dedicada a la investigación, estudio y solución de problemas relacionados con las propiedades mecánicas, hidráulicas y físicas de los suelos y de las rocas.

Su estudio es producto de la interacción entre la geología, la mecánica de suelos, la mecánica de rocas, las obras civiles y las actividades del hombre.

Su importancia se manifiesta en dos grandes campos de actividad: El primero trata de los proyectos y obras de ingeniería donde el terreno, roca o suelo, constituye el soporte y/o el material de construcción. El segundo se refiere a la prevención, mitigación, y control de los riesgos geológicos, así como de los impactos ambientales de dichas obras.

Dentro de la actividad de soporte de las obras viales, el primer paso consiste, por lo tanto, en la caracterización geológica bajo los parámetros analizados en el numeral 4.1, seguido de las caracterizaciones física, hidráulica, y geomecánica de la roca o el suelo, para luego proveer valores guías de diseño de las propiedades ingenieriles de suelos y rocas.

4.2.1. Rocas

La roca es una masa sólida natural relativamente dura, que consta de varios minerales y cuya formación se debe a una serie de procesos físicos y químicos.

Su identificación, descripción, y clasificación son básicas para conocer la calidad del macizo y poder valorar su comportamiento geomecánico ante las obras que se soporten sobre ellas.

Las propiedades básicas que se deben conocer son:

- La Litología.
- La resistencia.
- Las discontinuidades.
- El grado de alteración o meteorización.
- Las condiciones Hidrogeológicas.

4.2.1.1. La litología

La litología comprende tanto el estudio de suelos como de rocas y se concentra en describir el tamaño del grano de las partículas y sus características físicas y químicas.

Los suelos, según (PECK, y otros, 2004), son los agregados naturales de partículas minerales que pueden ser disgregados por agentes mecánicos tales como agitación en el agua. Las rocas son los agregados naturales de partículas minerales unidas firmemente por fuerzas cohesivas permanentes.

De esta manera es conveniente determinar la o las unidades litológicas presentes en el sitio donde se construirá la obra civil. Lo cual debe incluir como mínimo los siguientes elementos:

- **Tipo de roca.** Las rocas según su origen se clasifican en ígneas, sedimentarias, y metamórficas. En la Tabla 4.4 se indica la clasificación de las rocas según su origen.
- **Color.** Es una propiedad de la roca fácil de apreciar pero difícil de cuantificar. El color de la roca se expresa cuantitativamente en términos de tres (3) parámetros: el matiz referido a un color básico; el brillo o intensidad de un color; y el valor o la claridad del color.

Tabla 4.4. Clasificación de las rocas según su origen

ÍGNEAS	Ácidas	De grano grueso	– Granito- Diorita
		De grano fino	– Andesita –Riolita
	Básicas	De grano grueso	– Gabro
		De grano fino	– Basalto
	No granulares		– Pedernal–Obsidiana
SEDIMENTARIAS	De grano grueso		– Conglomerado-Brecha – Conglomerado de cantos redondeados
	De grano fino		– Arenisca-Ortocuarcita-Arcosa-Grauvaca – Limolita- Arcillita
	No granulares		– Caliza – Dolomita
	Cristalinas		– Yeso – Anhidrita
METAMÓRFICAS	De grano grueso		– Gneis
	De grano fino		– Pizarra – Esquisto
	No granulares		– Cuarcita – Mármol

La *Geological Society of America*, en 1963, publicó un cuadro de colores de roca, el cual se presenta en la Tabla 4.5 según lo propuesto por Munsell (1941).

- **Tamaño y forma del grano.** Una descripción visual del tamaño y forma del grano de la roca permite conocer una clasificación preliminar en campo. En la Tabla 4.6 se indica un ejemplo de descripción para rocas sedimentarias.

Tabla 4.5. Cuadro de colores de roca

MATIZ	INTENSIDAD	CLARIDAD
Rosado	Rosáceo	Claro
Rojo	Rojizo	Oscuro
Amarillo	Amarillento	
Marrón	Oliváceo	
Oliva	Verdoso	
Verde	Azulado	
Azul	Grisáceo	
Blanco		
Gris		
Negro		

Tabla 4.6. Tamaño y forma del grano

DIÁMETRO (mm)	DIÁMETRO (µm)	SEDIMENTO	ROCA
4,096		BLOQUES	CONGLOMERADOS
256			
64		CANTOS	
4			
2		Arena muy gruesa	ARENISCAS
1		Arena gruesa	
0,5	500	Arena media	
0,25	250	Arena fina	
0,125	125	Arena muy fina	
0,062	62	Limo grueso	LIMOLITAS
0,031	31	Limo medio	
0,016	16	Limo fino	
0,008	8	Limo muy fino	
0,004	4	Arcilla	ARCILLOLITAS

Visualmente las rocas se pueden clasificar en función de su redondez y esfericidad; la redondez varía desde clastos muy redondeados hasta muy angulosos; y se pueden encontrar de alta y de baja esfericidad (ver Figura 4.3 para rocas sedimentarias).

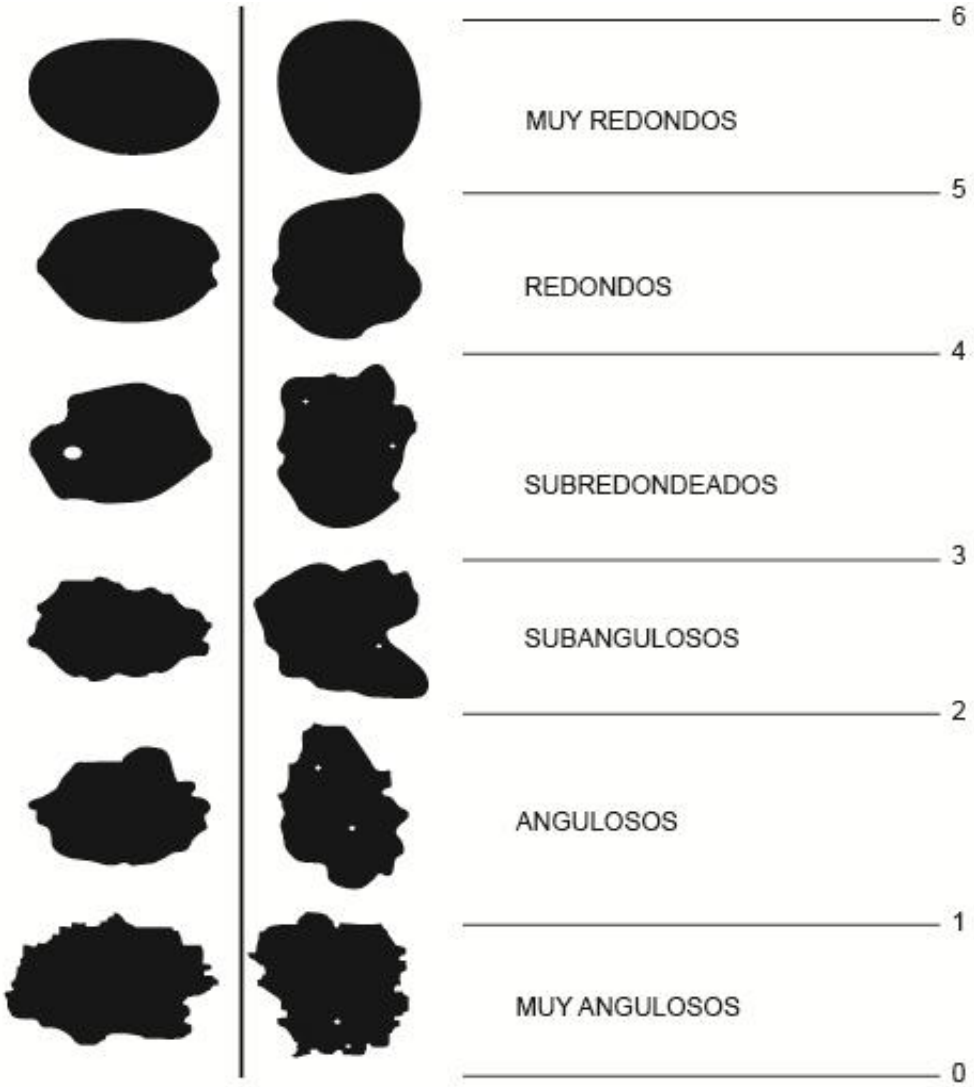


Figura 4.3. Grado de redondez para clastos con alta y baja esfericidad

- **Estratificación.** La separación de estratos está ligada al reconocimiento de las superficies de estratificación y por tanto al espesor de cada unidad. En campo se identifica en función del espesor del estrato, de acuerdo con la Tabla 4.7.

Tabla 4.7. Capas y láminas en función del espesor

ESPESOR (cm)	CAPA	LÁMINA	ESPESOR (mm)
>100	Muy gruesa		
100-30	Gruesa		
30-10	Media		
10-3	Delgada		
3-1	Muy delgada	Gruesa	10-3
<1	Lámina	Delgada	<3

4.2.1.2. La resistencia

Acorde con los resultados de la inspección de campo se cuenta con varias tablas para conocer preliminarmente la resistencia de la roca, ya sea utilizando el martillo del geólogo o conociendo el tipo de roca (Tablas 4.8 y 4.9), valores que luego se confirman con los resultados de los ensayos de laboratorio (con relación a los ensayos de laboratorio en rocas, se puede consultar el Capítulo 3 de este Manual).

Tabla 4.8. Resistencia de la roca

DESCRIPCIÓN	HUELLA Y SONIDO
Muy blanda	El material se disgrega completamente con un golpe del pico de martillo y se deshace con navaja
Blanda	El material se raya de 1.5 a 3mm con el pico del martillo y se deshace con la navaja
Media	El material NO se deshace con la navaja. la muestra sostenida en la mano se rompe con UN (1) golpe de martillo
Moderadamente dura	La muestra se rompe con VARIOS golpes de martillo
Dura	La muestra depositada en el suelo se rompe con UN (1) golpe de martillo
Muy dura	La muestra se rompe con dificultad a golpes con el pico del martillo. sonido MACIZO

Tabla 4.9. Características de los principales tipos de roca en cuanto a aptitud para cimientos o para formar parte de terraplenes conociendo su origen

TIPO DE ROCA	CAPACIDAD DE CARGA	MODIFICACIÓN DE RESISTENCIA EN PRESENCIA DE AGUA	COMPACTIBILIDAD	ALTERABILIDAD POTENCIAL	OBSERVACIONES
Ígnea ácida de grano grueso	Muy alta	Nula	Difícil	Muy baja	Hay que eliminar zonas meteorizadas
Ígnea básica de grano grueso	Muy alta	Nula	Difícil	Muy baja	Hay que eliminar zonas meteorizadas
Ígnea ácida de grano fino	Muy alta	Nula	Difícil	Muy baja	Hay que eliminar zonas meteorizadas
Ígnea básica de grano fino	Muy alta	Nula	Difícil	Muy baja	Hay que eliminar zonas meteorizadas
Ígnea no granular	Alta	Nula	Muy difícil	Baja	Difíciles de excavar, nivelar y compactar
Sedimentaria de grano grueso	Alta	Muy baja	Media	Baja	Su capacidad de carga depende mucho del grado de cementación
Sedimentaria de grano fino	alta	Media a baja	Media a fácil	Media	Suelen ser peligrosas si se presentan en capas alternadas con arcilla o si tienen poca cohesión
Sedimentaria no granular	Muy alta	Baja	Media a fácil	Baja	Conviene analizar que no presenten oquedades y cuevas
Sedimentaria cristalina	Baja	Muy alta	Irregular	Muy alta	Solubles, muy peligrosas
Metamórfica de grano grueso	Alta	Nula	Difícil	Baja	Hay que eliminar zonas meteorizadas
Metamórfica de grano fino	Alta a media	Media a baja	Difícil a media	Alta	Pueden deslizarse por los planos de estratificación, si estos son inclinados
Metamórfica no granular	Muy alta	Nula	Difícil	Muy baja	Muy difícil de excavar, nivelar y compactar

Tabla 4.10. Tipos principales de discontinuidades en macizos rocosos (GONZÁLEZ, 1999)

ORIGEN	ROCA	CLASE	MECANISMO
Genético	Ígneas	Estructura de flujo	Contactos entre colocadas de lavas sucesivas
		Estructura de retracción	Grietas de retracción por enfriamiento
	Metamórficas	Foliación	Por gradientes térmicos, de presión y fusión
	sedimento	Estratificación	Contactos entre eventos de deposición
Físico - químico	Todas	Termo fracturas	Ciclos de calentamiento – enfriamiento o humedecimiento
		Halifracturas	Expansión de sales y arcillas en fracturas
		Gelifracturas	Ciclos de congelamiento y fusión de agua
Gravedad	Todas	Relajación	Perdida de presión de sepultura y esfuerzos de tracción
		Corte	Concentración de esfuerzos horizontales en valles
		Estructuras de placa	Bordes constructivos, pasivos y destructivos
Tectónico	Todas	Fallas	Rupturas con desplazamientos por esfuerzos de compresión
		Diaclasas	Ruptura por esfuerzos tectónicos, pero sin desplazamientos
		Fracturas de pliegues	Radiales en la zona de tracción y de corte en la parte intermedia
Biológico	Todas	Acción de las raíces	Penetración y crecimiento de las raíces de los árboles

4.2.1.3. Las discontinuidades

Se trata de los planos de origen mecánico o sedimentario que independiza o separa los bloques de un macizo rocoso. Además de su origen se debe evaluar el tipo de relleno, la abertura, la rugosidad y su persistencia, ya que ellas definen la estructura del macizo.

Una forma de identificar los principales tipos de discontinuidades en campo, se presenta en el cuadro extraída del Manual de Geología para Ingenieros (DUQUE, 2002), según se ilustra en la Tabla 4.10.

Las discontinuidades pueden ser cerradas, abiertas o contener un relleno. Su valoración en campo es parte integral de las diferentes clasificaciones de rocas existentes, por lo tanto constituye un segmento de una amplia gama de propiedades necesarias para su identificación.

El relleno hace referencia al material entre las paredes de la discontinuidad, casi siempre más blando que el macizo rocoso.

El tipo de relleno de la discontinuidad influye en la resistencia al corte, la deformabilidad y la permeabilidad del macizo. Entre menos relleno mayor resistencia.

La clasificación de Laubscher (1977) asigna un valor porcentual acorde al tipo de relleno presente en la discontinuidad como se consigna en la Tabla 4.11.

Tabla 4.11. Clasificación de Laubscher en función del relleno de las discontinuidades

TIPOS DE RELLENO	PORCENTAJE
Sin relleno (solamente pátina)	100
Material de corte duro y grueso	90 – 99
Material de corte duro y fino	80 – 90
Material de corte blando y grueso	60 – 79
Material de corte blando y fino	50 – 59
Brecha (Salvanda) < que las rugosidades	35 – 49
Brecha (Salvanda)> las rugosidades	12 – 35
Material de flujo	0 – 11

Bieniawski (1973) asigna un valor de 1 a 6 en su clasificación, con base en el relleno presente en la discontinuidad, de acuerdo con la Tabla 4.12.

Tabla 4.12. Nomenclatura de Bieniawski en función del relleno de las discontinuidades

TIPOS DE RELLENO	NOMENCLATURA
Sin relleno	6
Relleno duro < 5 mm de espesor	4
Relleno duro > 5 mm de espesor	2
Relleno blando < 5 mm de espesor	1
Relleno blando > 5 mm de espesor	0

Una alta rugosidad aumenta la resistencia a la fricción del macizo rocoso como se indica en la Tabla 4.13 Laubscher divide los grados de rugosidad en cinco tipos en función de la rugosidad de la discontinuidad, asignándole un porcentaje, que como se indicó anteriormente influirá en la clasificación final del macizo.

Tabla 4.13. Clasificación de Laubscher en función de la rugosidad de las discontinuidades

TIPOS DE RUGOSIDAD	PORCENTAJE (%)
Muy rugosa	99 - 100
Rugosa	87 - 98
Moderadamente rugosa	81 - 86
Superficie suave	60 - 80
Espejo de falla	50 - 59

Bieniawski (1973) también utiliza como parte de su clasificación, la nomenclatura indicada en la Tabla 4.14 para identificar la rugosidad de la discontinuidad.

Tabla 4.14. Nomenclatura de Bieniawski en función de la rugosidad

TIPOS DE RUGOSIDAD	NOMENCLATURA
Muy rugosa	VR
Rugosa	R
Superficie suave	SR
Superficie lisa	S
Espejo de falla	SK

4.2.1.4. Grado de meteorización

Existen varias formas de describir el grado de meteorización de una roca. Según Deere y Patton (1964) la meteorización se clasifica en cinco clases:

- **Clase 1. Roca fresca.** Denominada también roca sana, es aquella que no posee ningún grado de descomposición, no se encuentra teñida ni decolorada y se pueden distinguir todas sus características texturales y estructurales sin dificultad. Solamente con ayuda de la lupa se pueden distinguir minerales teñidos aislados.

- **Clase 2. Roca débilmente meteorizada**. La superficie de la roca se encuentra decolorada y/o los minerales teñidos u oxidados. Los colores más comunes en que suele teñirse son: pardo anaranjado, pardo, pardo rojizo, marrón, ocre, pardo amarillento, eventualmente, estos u otros colores pueden manchar los dedos.

  En algunos casos se puede reconocer el avance de la meteorización desde la superficie de la fractura algunos milímetros o centímetros hacia el interior de la roca. Se pueden apreciar bastantes cristales decolorados o teñidos.

- **Clase 3. Roca medianamente meteorizada.** En esta etapa la mitad o menos de la roca se han degradado a casi suelo, dejando núcleos de roca más dura. En todo caso, la estructura y la textura (o minerales individuales) en las partes blandas aún son claramente reconocibles.

- **Clase 4. Roca altamente meteorizada.** Más de la mitad de la roca ha devenido a suelo, pero en este caso aún la textura y las estructuras son reconocibles. Las partes blandas son deformables con poca dificultad y las partes rocosas son friables (que se pueden desmenuzar con cierta facilidad).

- **Clase 5. Roca completamente meteorizada.** La roca se ha degradado completamente a suelo residual, aunque todavía pueden reconocerse eventuales estructuras y texturas.

Laubscher (1977, 1984) asigna porcentajes para medir el grado de meteorización, los cuales se presentan en la Tabla 4.15.

Tabla 4.15. Grados de Meteorización según Laubscher

GRADO DE METEORIZACIÓN	PORCENTAJE (%)
Roca no meteorizada	95 – 100
Débilmente meteorizada	89 – 94
Medianamente meteorizada	81 – 88
Altamente meteorizada	76 – 80
Completamente meteorizada	75 – 0

Y Bieniawski (1973) designa una nomenclatura especial (Tabla 4.16) para el grado de meteorización.

Tabla 4.16. Nomenclatura para el grado de meteorización según Bieniawski

GRADO DE METEORIZACIÓN	NOMENCLATURA
Roca no meteorizada	UW
Débilmente meteorizada	SW
Medianamente meteorizada	MW
Altamente meteorizada	HW
Completamente meteorizada	CW

Los porcentajes y grados de meteorización proporcionan una valoración preliminar del comportamiento geomecánico del macizo rocoso en estudio.

4.2.1.5. Condiciones hidrogeológicas

"La hidrogeología es la ciencia que estudia el origen y la formación de las aguas subterráneas, las formas de yacimiento, su difusión, movimiento, régimen y reservas, su interacción con los suelos y rocas, su estado (líquido, sólido y gaseoso) y propiedades (físicas, químicas, bacteriológicas y radiactivas); así como las condiciones que determinan las medidas de su aprovechamiento, regulación y evacuación" (Mijailov, 1989).

Determinar la presencia del agua subterránea es una herramienta básica para el análisis del comportamiento del sitio donde se desarrollará un proyecto, especialmente pensando en prever, a futuro, problemas constructivos y/o un deficiente comportamiento de la obra durante su vida útil. Su presencia altera y deforma la estructura interna de la masa de suelo o roca, y cambia radicalmente sus propiedades físicas y mecánicas.

Para establecer las condiciones hidrogeológicas es básico conocer en primer lugar la litología, la estratigrafía y la geomorfología. Determinar el espesor de suelo permite establecer la magnitud del movimiento. La mayoría de suelos con mayor espesor necesitan de un tiempo y una intensidad mayor de lluvia, por lo tanto los movimientos de masas tienden a ser de mayor magnitud, y por ende de mayor gravedad. En segundo lugar se debe conocer la posición de las aguas subterránea y superficial, y la determinación de la conductividad hidráulica.

Mediante perforaciones, pruebas de permeabilidad y/o instalación de piezómetros se ubican los niveles piezométricos y se determina la capacidad de almacenamiento de agua en rocas y suelos, así como la geometría de los acuíferos. Respecto de la caracterización hidráulica de la roca se puede consultar el capítulo 3 de este Manual.

La línea de drenaje, las variaciones del nivel freático, el volumen de caudales, los coeficientes de escorrentía y los coeficientes de infiltración, son factores hidrológicos e hidrogeológicos que condicionan la generación de problemas internos en la roca y en el suelo.

El agua subterránea afecta el comportamiento mecánico de las rocas principalmente sobre el esfuerzo efectivo. El agua situada entre las uniones de los bloques reduce el esfuerzo normal efectivo entre las superficies de las rocas y por lo tanto reduce la potencial resistencia al corte. Al infiltrarse en las estructuras del macizo rocoso, ejerce tensiones internas que se oponen a las tensiones que las mantienen estables, produciendo deslizamientos estructurales de los mismos.

Caso muy común en fundaciones a media ladera, donde la estratificación entre la zona más intemperizada y los materiales más sanos tienden a seguir la pendiente de la ladera, lo que produce una tendencia al deslizamiento a lo largo del contacto al penetrarle el agua.

El agua procede mayoritariamente del flujo en discontinuidades (permeabilidad secundaria), en rocas sedimentarias puede haber también filtración en la matriz rocosa (permeabilidad primaria). Las filtraciones influyen en la resistencia al corte. La ISRM (*International Society for Rock Mechanics*) describe la roca en seis grupos, bajando su resistencia a medida que aumenta el número del grupo, como se describe en la Tabla 4.17.

Tabla 4.17. Descripción de las filtraciones (ISRM, 1981)

CLASE	JUNTAS SIN RELLENO	JUNTAS CON RELLENO
I	Junta muy plana y cerrada. La junta aparece seca y no parece posible que circule agua.	Relleno muy consolidado y seco. No es posible el flujo de agua.
II	Junta seca sin evidencia de flujo de agua.	Relleno húmedo pero sin agua libre.
III	Junta seca pero con evidencia de haber circulado ocasionalmente agua.	Relleno mojado con goteo ocasional.
IV	Junta húmeda pero sin agua libre.	Relleno que muestra señales de lavado, flujo de agua continuo (l/min).
V	Junta con resume, ocasionalmente goteo, pero sin flujo continuo.	Relleno localmente lavado, flujo considerable según canales preferentes (l/min y presión).
VI	Junta con flujo continuo de agua (estimar el caudal en l/min y la presión).	Rellenos completamente lavados. Presiones de agua elevadas.

4.2.1.6. Propiedades ingenieriles de la roca

El primer paso para identificar las propiedades de la roca es conocer su descripción geológica básica en campo, como se consignó en el numeral 4.1, aprovechando la geología local. Definido el origen de la roca se identifica su comportamiento básico como soporte de fundaciones.

En los mapas del anexo A, se encuentran los mapas de localización de las rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas, roca en Colombia, obtenidas del documento denominado "INTRODUCCIÓN A LA GEOLOGÍA CON EJEMPLOS DE COLOMBIA", del Instituto de Investigación e Información geocientífica, minero-ambiental y nuclear - INGEOMINAS, del Ministerio de Minas y Energía, de la Republica De Colombia.

- **Rocas Sedimentarias**

  Las rocas sedimentarias son producto de la sedimentación y cementación de arcillas, arenas, gravas o cantos, su estabilidad depende en la mayoría de veces del tamaño de los granos.

  Las rocas sedimentarias más estables para fundaciones son los conglomerados y las areniscas, cuya resistencia está en función de su grado de cementación.

  Las lutitas pese a tener alta resistencia en estado seco, tienen un comportamiento inestable en presencia de agua, meteorizándose fácilmente en arcillas con ángulos de fricción bajos. Las lutitas son típicas de zonas tropicales y en Colombia abundan en las zonas de la Cordillera Oriental. Al igual que las lutitas, las calizas son compactas y fuertes pero se disuelven fácilmente en presencia de agua. Algunas lutitas calcáreas pueden presentar problemas de disolución.

  Las rocas sedimentarias son fácilmente degradables al ser expuestas a condiciones ambientales. Su degradación, se manifiesta por agrietamiento y en ocasiones expansiones de la roca. En rocas fisibles, las "láminas" se abren; en rocas no fisibles, se forman nuevas grietas que al cruzarse pueden partir la roca en pedazos menores.

  Al igual que los suelos, las rocas con minerales de arcilla tipo montmorilonita presentan problemas de expansividad.

En general, para fundaciones hay que protegerlas de flujos de agua que puedan generar erosión interna. Debe evitarse fundar grandes cargas sobre ellas por su deformabilidad y tendencia a generar altas presiones hidráulicas.

- **Rocas Ígneas**

  Son producto de la consolidación del magma. Por su proceso de formación, las rocas ígneas intrusivas suelen ser masivas (no estratificadas) y relativamente isótropas, de alta resistencia. Su comportamiento geotécnico está entonces controlado fundamentalmente por su tipo de fracturamiento y grado de meteorización.

  Presentan una alta resistencia a la compresión, son frágiles, tienen texturas entrelazadas y alta rigidez. El mayor inconveniente de la roca ígnea es el alto diaclasamiento y la alterabilidad de sus minerales.

- **Rocas metamórficas**

  Son formadas por fusión de rocas sedimentarias e ígneas. Su alta foliación y esquistosidades las hacen muy vulnerables a la meteorización.

  El gneis es una roca intermedia, más resistentes que los esquistos y menos que el granito. Los esquistos se rompen en fragmentos planos. Las filitas se rompen en formas rectangulares.

  Como soporte de fundación, las rocas metamórficas tienen un comportamiento relacionado con su grado de fracturación y foliación. En estado sano, la roca suele ser dura y resistente. Las condiciones pueden variar ampliamente en la zona meteorizada. Sin embargo, las rocas con esquistosidad suelen ser problemáticas para obras ingenieriles, aún en estado sano.

  Las fundaciones se deben realizar sobre la roca sana. En rocas foliadas, los cálculos de asentamiento deben considerar la anisotropía de la roca al cargarse la roca en direcciones preferenciales, ya sea paralela o normal a la foliación.

  En Colombia las cordilleras occidental y central son de origen ígneo y metamórfico.

Las rocas, preferiblemente, se describen acorde con su textura. En rocas sedimentarias, se hace referencia a su laminación o al tipo de depositación; en rocas metamórficas a su foliación o bandeado; y en las rocas ígneas a su estructura masiva.

En la Tabla 4.18 se indican las propiedades ingenieriles de la roca de acuerdo con su origen, según Cordon y Beste (1995).

Tabla 4.18. Propiedades ingenieriles de la roca

TIPO DE ROCA	RESISTENCIA MECÁNICA	DURABILIDAD
Ígnea Granito, diorita, sienita Basalto, diabasa, gabro	Buena Buena	Buena Buena
Sedimentaria Caliza, dolomita Arenisca Chert Shale	Buena Regular Buena Pobre	Regular Regular Regular Pobre
Metamórfica Gneis , esquisto Cuarcita Mármol Anfibolita Pizarra	Buena Buena Regular Buena Buena	Buena Buena Buena Buena Regular

Una vez recopilada tanto la información de campo como la de laboratorio es necesario identificar y definir un modelo conceptual de las diferentes propiedades del macizo rocoso donde se va a fundar el proyecto.

Por lo tanto la primera fase es definir las propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas, para luego en la segunda entrar a seleccionar los parámetros geotécnicos definitivos para diseño.

4.2.1.6.1. Propiedades Físicas

Las principales propiedades físicas para identificar las rocas son:

- **Peso unitario total y peso específico relativo o gravedad específica**

  El peso unitario (γ) es la relación entre el peso (W) y el volumen del cuerpo (V), medido en unidades de peso/unidades de volumen.

$$\gamma = \frac{W}{V} \qquad [4.1]$$

  Donde: γ: Peso unitario.

  W: Peso del cuerpo.

  V: Volumen del cuerpo.

  La gravedad específica (Gs) es la relación numérica entre el peso unitario de los sólidos del suelo (γ_s) y el peso unitario de igual volumen (γ_w) de agua a 4°C.

$$Gs = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \qquad [4.2]$$

  Donde: Gs: Gravedad específica.

  γ_s: Peso unitario de los sólidos del suelo.

  γ_w: Peso unitario de agua.

- **Porosidad**

  La porosidad de un material es el volumen de poros que contiene con relación a su volumen total, o sea la relación entre el Volumen de vacíos (V_v) y el Volumen total de la muestra (V), expresada de modo porcentual.

$$n\ (\%) = \frac{V_v}{V} \qquad [4.3]$$

Donde: n: Porosidad.

V_v: Volumen de vacíos de la muestra.

V: Volumen total de la muestra.

Por lo tanto si la porosidad es del 50% significa que la mitad de la roca está constituida por poros y la otra mitad por partículas solidas. Pero no indica como están conectados los poros. Para ello se utiliza el concepto de porosidad efectiva, que representa la porosidad representada por aquellos espacios por los que puede circular el agua, es decir los que están comunicados. La porosidad efectiva, es en general, inferior a la total, dependiendo, sobre todo, del tamaño de grano de la roca: cuanto menor sea este tamaño de grano, más baja será la porosidad efectiva respecto a la total.

Por lo tanto lo que es verdaderamente importante es la porosidad efectiva, pues controla la calidad de una roca como almacén y la capacidad del sedimento para que por el puedan circular fluidos.

- **Grado de Saturación**

Es la relación entre el volumen de agua (V_w) y el Volumen de vacíos (V_v), en porcentaje.

$$S\ \% = \frac{V_W}{V_v} \qquad [4.4]$$

Donde: S: Grado de saturación; en porcentaje (%).

V_w: Volumen de agua.

V_v: Volumen de vacíos.

- **Adsorción y absorción de agua**

  Estas propiedades se relacionan con la movilidad de gases o agua líquida en los materiales:

  - **Adsorción (Ad)**

    Es la adhesión de moléculas de gases a las superficies de los cuerpos sólidos con los que están en contacto.

  - **Absorción (Ab)**

    Es la incorporación o asimilación de líquidos en el interior del sistema poroso del material. La succión de agua es la propiedad de los materiales de absorber agua líquida en contacto con los mismos.

La Tabla 4.19 presenta algunos valores típicos de las propiedades físicas de las rocas.

Tabla 4.19 . Valores típicos de las propiedades físicas de las rocas

MATERIAL	Gs	n (%)	Ab (%)	γ (ton/m^3)
Cuarzo	2.65			
Moscovita	2.7-2.3			
Biotita	2.8-3.1			
Olivino	3.2-3.6			
Pirita	4.9-5.2			
Granito	2.5-2.6	0.5-1.1	0.2-1.6	2.7
Riolita	2.1-2.3	0.7-10.0	0.3-4.8	2.4
Diorita	2.6-2.7	0.5-1.0	0.2-0.4	2.8
Gabro	3.0	0.3	0.1	3.0
Arenisca	1.9-2.5	15.0-2.0	0.6-21	2.0-2.5
Shale	2.2.-2.6	12.0-1.9	0.2-0.4	2.2-2.6

4.2.1.6.2. Propiedades mecánicas

Estas propiedades permiten predecir el comportamiento mecánico de los macizos rocosos, tienen como objetivo conocer la capacidad del material para resistir las acciones externas o internas que implica la aplicación de fuerzas sobre el mismo, asociada a su grado de deformación.

Su caracterización se puede abordar desde los puntos de vista estático y dinámico. Desde el punto de vista estático, la resistencia de las rocas se puede cuantificar por la medida del tipo de fuerzas que se aplica. Fuerza de compresión, que tiende a disminuir el volumen del material (ensayo de compresión unidimensional y triaxial). Fuerza de tensión, que tiende a crear fracturas en el material (ensayo de tracción simple) y de cortante que tiende a desplazar una parte de la roca con respecto a las otras (ensayo de corte directo).

Los ensayos de caracterización de las rocas se encuentran en el Capítulo 3 de este Manual, de algunos de los cuales se hace un breve recuento con el fin de abordar el tema que nos ocupa en esta sección.

La resistencia a la compresión es la carga por unidad de área a la que el material falla (se rompe) por fracturación por cizalla o extensional. Se mide en laboratorio, ya sea con el ensayo de compresión triaxial que tiene como objetivo simular el estado de esfuerzos en el que se encontraba la roca en el campo (el estado de esfuerzos se representa con los esfuerzos normales principales aplicados ortogonalmente entre sí); o con la compresión unidimensional o inconfinada, la cual se realiza sobre núcleos de perforación cortados con una relación longitud/diámetro L/D entre 2.5 y 3.0 y un diámetro de aproximadamente 50 mm.

La resistencia a la tensión se mide mediante un ensayo sencillo, denominado de carga puntual, el cual mide esta propiedad mediante la compresión de la roca entre dos pequeños conos en un ensayo normalizado desarrollado por Franklin y Broch (1972). Las rocas son cerca de 20 veces más resistentes a la compresión simple que a la tensión.

El ensayo de corte directo es el utilizado para obtener los parámetros de cohesión y ángulo de fricción residual de la roca.

Desde el punto de vista dinámico se pueden obtener las propiedades elásticas a partir de las velocidades de las ondas longitudinales y transversales mediante ensayos de resonancia. La medida de las velocidades de las ondas ultrasónicas se realiza con transductores especiales, los cuales están polarizados para emitir y recibir la onda transversal y la longitudinal.

En cuanto al módulo de elasticidad se mide simultáneo con los ensayos de resistencia:

- **Módulo de elasticidad o de deformación E**

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon_a} \qquad [4.5]$$

Donde: σ: Esfuerzo axial de compresión en ensayos de corte simple o el esfuerzo desviador en ensayos triaxiales ($\sigma_1 - \sigma_3$).

ϵ_a: Deformación unitaria axial (%).

La Tabla 4.20 indica algunos valores típicos del Módulo de deformación de las rocas en el sitio.

Tabla 4.20. Valores típicos del módulo de deformación *in situ*

ROCA	E_t* (kg/cm^2)
Granito	3-5 x 10^5
Gneis	2,5-4 x 10^5
Cuarcita	4-5,5 x 10^5
Pizarra	0,8-3,5 x 10^5
Gres compacto	2-3 x 10^5
Caliza masiva	2-6 x 10^5
Marga	0,05 – 10^5

* E_t: Módulo de elasticidad en el sitio

- **Módulo de deformación en el sitio**

Si se aprovecha la clasificación del macizo rocoso (RMR) de Bieniawski o el Índice de calidad (Q) se puede conocer el módulo de deformación en el sitio mediante la Figura 4.4.

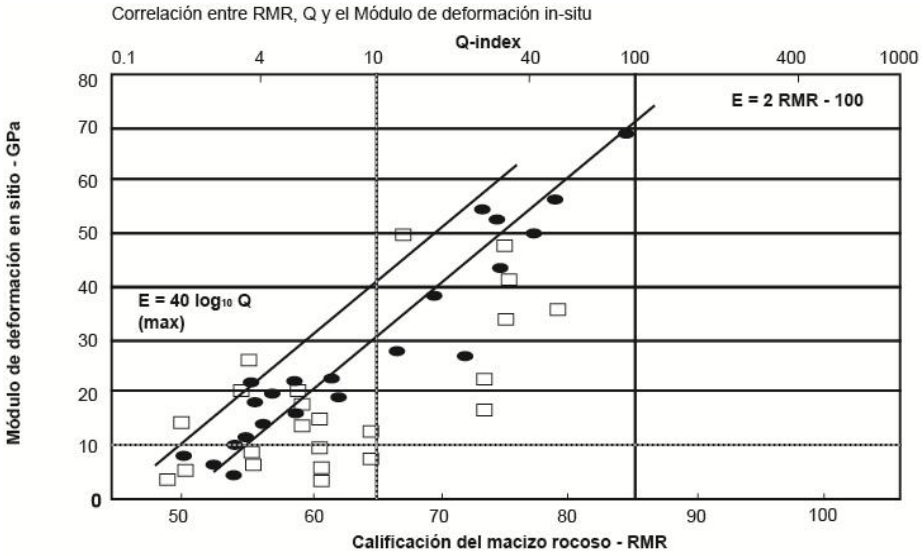


Figura 4.4. Correlación entre RMR, Q y el módulo de deformación *in situ*

Complementada por nuevas correlaciones por Serafín y Pereira (1983) con la curva de la Figura 4.5.

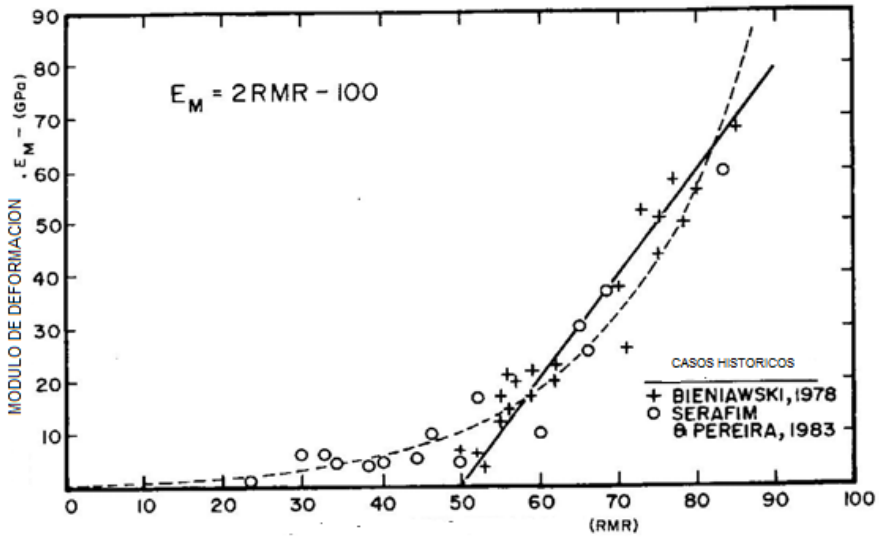


Figura 4.5. Relación entre el módulo de deformación in situ y RMR

También existen relaciones entre el módulo de elasticidad y la porosidad como se observa en la Figura 4.6.

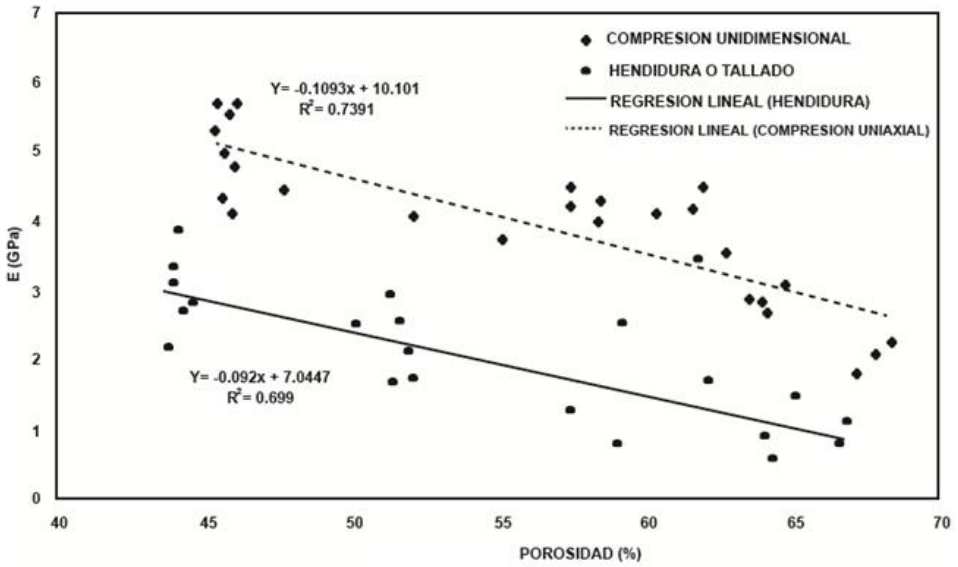


Figura 4.6. Módulo de elasticidad vs porosidad

- **Relación de Poisson μ**

Relación entre la deformación unitaria lateral ϵ_l y la deformación unitaria normal ϵ_N cuando una roca es sometida a carga axial. Se expresa como:

$$\mu = \frac{\epsilon_l}{\epsilon_N} \qquad [4.6]$$

Donde: μ: Relación de Poisson.

ϵ_l: Deformación unitaria lateral.

$\epsilon_{N:}$ Deformación unitaria normal.

En la Tabla 4.21 se presentan los rangos de variación del valor de la deformación unitaria normal ϵ_N de diferentes rocas y su calificación como módulo.

Tabla 4.21. Rangos del módulo de deformación unitaria normal ϵ_N de algunas rocas

MÓDULO DE DEFORMACIÓN	VARIACIÓN DE ϵ_N kg/cm2 x 10^5	MATERIAL
Muy alto	7.0 a 12.0	Diabasa, algunas cuarcitas, neis, caliza y mármol, en ese orden de mayor a menor resistencia σ_c
Alto	4.0 a 8.0	Granito y afines, la mayoría de las calizas y dolomitas, algunas lavas, la mayor parte de los gneis
Bajo a alto	0.8 a 8.0	Rocas metamórficas en general, menos resistentes en la dirección de la foliación.
Muy bajo a bajo	<0.2-0.4	Rocas sedimentarias clásticas en general

- **Resistencia a la compresión simple q_c**

  En laboratorio se realiza normalmente el ensayo de compresión inconfinada y una vez obtenidos sus resultados se puede conocer una descripción de su resistencia con la Tabla 4.22.

Tabla 4.22. Método de Deere y Miller (clasificación de la roca intacta)

CLASE	DESCRIPCIÓN	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	
		MPa	kg/cm^2
A	Resistencia muy alta	>225	>2250
B	Resistencia alta	112-225	1120-2250
C	Resistencia media	56-112	560-1120
D	Resistencia baja	28-56	280-560
E	Resistencia muy baja	<28	<280

También la compresión inconfinada se puede contrastar con la relación de Poisson y el peso unitario de la roca intacta mediante el uso de la Tabla 4.23.

Tabla 4.23. Esfuerzos de rocas en compresión simple (q_C), coeficiente de Poisson (μ) y el peso unitario de la roca

RESISTENCIA DE ROCA	TIPOS DE ROCAS (EJEMPLOS)	COMPRESIÓN SIMPLE (q_c) (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON (μ)	PESO UNITARIO DE LA ROCA γ (kN/m^3)
Roca sólida	Roca solida más dura, intacta, compacta y roca de cuarzo densa y basalto, otras rocas extraordinariamente duras	>150	0,1	28-30
Roca muy dura	Roca de granito muy dura, pórfido, cuarzo, granito muy duro, piedra esquisto dura, cuarcita, roca de arena muy dura, cuarcita muy dura	100-150	0,15	26-27
Roca dura	Granito, arenisca y calcita muy dura, veta de cuarzo, conglomerado duro, mineral muy duro, piedra caliza, mármol, pirita	80-100	0,20	25-26
Roca	Arenisca, mineral, esquisto arenoso medio, losa	50-80	0,25	24
Roca de dureza media	Lodo duro, roca de arena y calcita suave, arcilla calcárea	20-50	0,25-0,30	22-26
Roca suave	Esquisto, piedra caliza blanda, tiza, roca de sal, suelo congelado, antracita, margas, areniscas, remodelada, conglomerado suave	5-20	0,3-0,35	22-26
Suelo débil	Arcilla compacta, suelo aluvial carbón negro.	0,5-5	0,35-0,40	18-22

- **Clasificación de la roca a partir del valor de la compresión simple**

  De igual manera con el uso de la Tabla 4.24, se puede conocer una clasificación cualitativa de la roca a partir del valor de la compresión simple.

Tabla 4.24. Clasificación de la roca a partir del valor de la compresión simple (q_c)

<table>
<tr><th>RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (MPa)</th><th>INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS ISRM (1981)</th><th>GEOLOGICAL SOCIETY OF LONDON (1970)</th><th>BIENIAWSKI (1973)</th><th>EJEMPLOS</th></tr>
<tr><td><1</td><td colspan="4">SUELOS</td></tr>
<tr><td>1-5</td><td>Muy blanda</td><td>Blanda > 1.25</td><td rowspan="3">Muy baja</td><td rowspan="3">Sal, lutita, limolita, marga, toba y carbón</td></tr>
<tr><td>5-12,5</td><td rowspan="2">Blanda</td><td>Moderadamente blanda</td></tr>
<tr><td>12,5-25</td><td rowspan="2">Moderadamente dura</td></tr>
<tr><td>25-50</td><td>Moderadamente dura</td><td>Baja</td><td>Esquisto, pizarra</td></tr>
<tr><td>50-100</td><td>Dura</td><td>Dura</td><td>Media</td><td>Rocas metamórficas, esquistosas, mármol, granito, gneis, arenisca, caliza porosa</td></tr>
<tr><td>100-200</td><td rowspan="2">Muy dura</td><td>Muy dura</td><td>Alta</td><td rowspan="2">Rocas ígneas y metamórficas duras, arenisca muy cementada , caliza, dolomía</td></tr>
<tr><td>>200</td><td rowspan="2">Extremadamente dura</td><td rowspan="2">Muy alta</td></tr>
<tr><td>>250</td><td>Extremadamente dura</td><td>Cuarcita, gabro, basalto</td></tr>
</table>

- **Resistencia a compresión simple para rocas intactas contra módulo de elasticidad**

  En la Figura 4.7 se presenta una forma de obtener aproximadamente el módulo de elasticidad para rocas intactas con base en el resultado de la compresión simple.

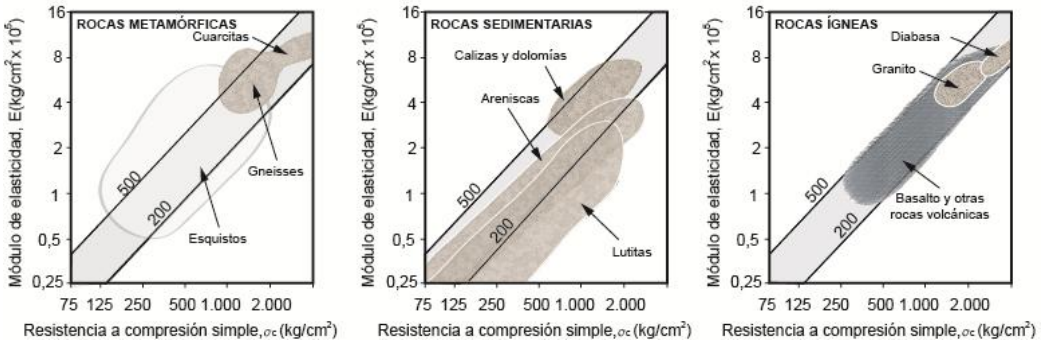


Figura 4.7 . Resistencia a la compresión simple para rocas intactas vs módulo de elasticidad

- **Resistencia a la tracción simple para rocas intactas**

  Experimentalmente se ha demostrado que la resistencia a la tracción de la roca (TR) está en un rango 20 a 30 veces más pequeño que la resistencia a la compresión unidimensional. Para rocas intactas la Tabla 4.25 presenta algunos valores indicativos para diversos tipos de roca.

Tabla 4.25 . Resistencia a la tracción simple T_R para las rocas seleccionadas intactas (MPa)

TIPO DE ROCA	T_R (MPa)
Basalto	3-18
Gneis	7-16
Granito	11-21
Caliza	3-5
Mármol	7-12
Cuarcita	4-23
Arenisca	5-11
Esquito	5-12
Pizarra	2-17
Toba	2-4

- **Correlación entre la resistencia a la compresión simple, módulo de deformación, dureza y rigidez (Deere & Miller, 1966)**

  Existen también otras correlaciones, como la de la Figura 4.8, que a partir de la compresión simple se puede inferir el módulo de deformación, la dureza y la rigidez de la roca analizada.

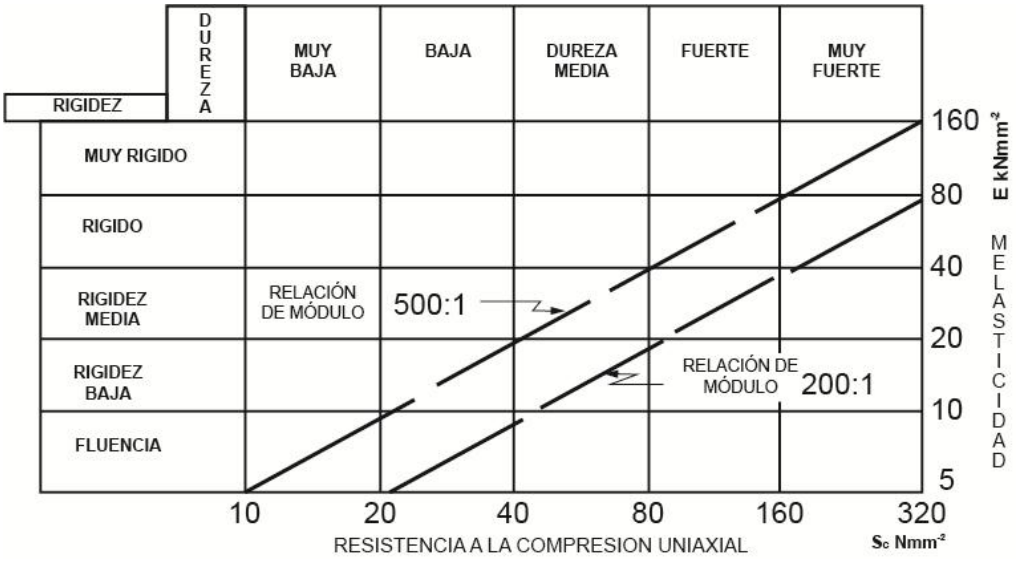


Figura 4.8. Correlación entre la resistencia a la compresión simple, módulo de deformación, dureza y rigidez

4.2.1.6.3. Propiedades hidráulicas

La permeabilidad es la propiedad de algunos materiales de permitir el paso de fluidos a través de ellos. Una roca es permeable cuando permite el paso de una cantidad cuantificable de fluido en función del tiempo. Los factores que influyen en su medición son la temperatura, la porosidad, la estratificación y la estructura.

En las rocas duras la permeabilidad está determinada por el tamaño de las fracturas, por las diaclasas, por el tamaño de las aberturas a lo largo de los planos de estratificación, y por el tamaño de las cavidades producto de la disolución. La conexión entre estas se considera un factor determinante en el grado de permeabilidad. En las rocas blandas la permeabilidad está relacionada con el tamaño de los granos y la selección de los mismos.

En el material rocoso, la permeabilidad es por lo general baja (varía entre 10^{-8} 10^{-10} cm/s). En la práctica las rocas poseen alta permeabilidad secundaria, es decir permeabilidad debida a la libertad del agua a circular por fracturas.

La medición de la permeabilidad en campo se realiza por el Método de Lefranc para rocas muy fracturadas localizadas abajo del nivel freático, y por el Método de Lugeon para rocas sanas, ensayos que se pueden consultar en el Capítulo 3 de este Manual.

La Tabla 4.26 presenta una forma preliminar de valorar la porosidad y el grado de absorción de una roca, conocido su origen.

Tabla 4.26. Porcentaje de porosidad y absorción de agua

ROCAS	POROSIDAD (%)	ABSORCIÓN DE AGUA (%)
Granitos	3,96 1,11 0,44	1,55 0,44 0,20
Andesitas	10,77 0,72 0,10	4,86 0,28 0,05
Calizas	4,36 1,70 0,27	1,73 0,65 0,12
Areniscas	1,62 9,25 26,40	0,66 4,12 13,80
Gneis	2,24 0,78	0,84 0,30
Mármol	2,02 0,62	0,77 0,23

4.2.1.7. Clasificación de macizos rocosos

Las clasificaciones de macizos rocosos dan una idea preliminar de la calidad y su variabilidad. Se desarrollaron inicialmente para estimar soportes de túneles y se fueron adaptando con el paso del tiempo para diferentes obras civiles. Su uso no reemplaza métodos detallados de diseño.

4.2.1.7.1. Clasificación de Terzaghi

La primera clasificación del macizo rocoso fue propuesta por Terzaghi en 1946 de forma descriptiva, y complementada por Lauffer (1958) de forma cualitativa, con base en observaciones de campo. En la Tabla 4.27 se enuncian y se comparan estas clasificaciones entre sí.

Tabla 4.27. Equivalencias entre métodos de clasificación macizos rocosos

EQUIVALENCIAS ENTRE MÉTODOS DE CLASIFICACIÓN MACIZOS ROCOSOS	
CLASIFICACION DE TERZAGHI (1946) DESCRIPTIVA	**CLASIFICACIÓN DE LAUFFER (1958) CUALITATIVA**
Roca intacta	Clase A : Roca estable
Roca estratificada	Clase B: Roca inestable a largo plazo
Roca moderadamente fracturada	Clase C: Roca inestable a corto plazo
Roca en bloques imperfectos vinculados	Clase D: Roca triturada
Roca triturada, químicamente intacta	Clase E: Roca muy triturada
Roca compresible	Clase F: Roca compresible
Roca expansiva	Clase G: Roca muy compresible

Luego con el paso de los años se fueron desarrollando otros métodos de clasificación de los macizos rocosos también cualitativos, pero complementados con mediciones en campo mediante descripción visual y análisis de muestras de perforaciones en roca, que reemplazaron estos métodos iníciales.

4.2.1.7.2. Clasificación de Deere

Cronológicamente el siguiente método de clasificación fue propuesto por Deere en 1964, con base en el Índice de Calidad de las rocas – RQD (*Rock Quality Designation*), basado en el porcentaje de la recuperación del testigo de una perforación, el cual depende indirectamente del número de fracturas y grado de alteración del macizo.

Para determinar el RQD se suma el largo de todos los trozos de testigo mayores que 10 cm en el intervalo del testigo, se tienen en cuenta únicamente las discontinuidades naturales del mismo. En el caso que exista duda respecto al origen de la discontinuidad (natural o inducida) se toma el caso más conservador, es decir se considera que la fractura es inducida (artificial). Las medidas se toman con respecto al eje del testigo, la sumatoria de estos trozos se expresa en porcentaje del intervalo de avance.

$$\text{RQD \%} = \frac{\sum \text{trozos} > 10\text{cm}}{\text{longitud perforada}} \qquad [4.7]$$

Donde: RQD: Índice de calidad de la roca; en porcentaje (%).

Un criterio para diferenciar las fracturas naturales de las artificiales o inducidas es que las fracturas inducidas suelen ser más irregulares, limpias (pero no siempre) y se suelen distinguir los granos minerales individualmente de manera más destacada. Además, pueden compararse las características de las fracturas inequívocamente naturales con las conflictivas, observando si conservan una actitud y un aspecto similar. En un caso extremo se puede partir un testigo y comparar, en caso de duda considerarla como natural.

En la Tabla 4.28 se presenta la manera de realizar la clasificación de Deere.

Tabla 4.28. Clasificación de las rocas, con base en el RQD (DEERE)

RQD	CALIDAD DE LA ROCA
< 25%	Muy mala
25-50%	Mala
50-75%	Regular
75-90%	Buena
90-100%	Muy buena

4.2.1.7.3. Clasificación de Bieniawski (1973)

La clasificación geomecánica RMR (*Rock Mass Rating*) fue presentada por Bieniawski en 1973, fue modificada sucesivamente por el autor en 1976, 1979, 1984 y 1989. Consta de un RMR básico, independiente de la estructura de la roca, y de un factor de ajuste. Este método le da un valor a cada uno de una serie de parámetros necesarios para la clasificación con el fin de obtener el RMR básico.

A continuación se relacionan los parámetros que considera el método:

- El RQD.
- El grado de alteración de la roca.
- La resistencia de la roca sana (compresión simple, en kg/cm^2).
- La separación promedio entre diaclasas (espaciamiento en el juego más desfavorable).
- La apertura de las diaclasas.
- La continuidad o extensión de las diaclasas (persistencia).
- El flujo del agua que pudiere observarse en las discontinuidades.
- La orientación de las diaclasas (rumbo y buzamiento) La separación promedio entre diaclasas (espaciamiento en el juego más desfavorable).

El método se aplica asignando la valoración correspondiente para cada uno de los parámetros anteriores, siguiendo las Tablas 4.29 a 4.35 elaboradas por la Universidad Nacional de Córdoba (España). El factor de ajuste, definido cualitativamente, depende de la orientación de las discontinuidades y tiene valores distintos según se aplique a túneles, cimentaciones o taludes. El resultado de la resta (el factor de ajuste es negativo) es el índice final RMR, que puede variar entre 0 y 100, y que clasifica los macizos rocosos en cinco clases.

Tabla 4.29. Tabla según RQD

R.Q.D. (%)	PUNTAJE
90-100	20
75-90	17
50-75	13
25-50	6
<25	3

Tabla 4.30. Según resistencia al ensayo de carga puntual y de compresión simple

ÍNDICE DEL ENSAYO DE CARGA PUNTUAL (MPa)	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (RCS) (MPa)	PUNTAJE
>10	>250	15
4-10	250 - 100	12
4-2	100 - 50	7
2-1	50 - 25	4
-	25 - 10	2
-	10 - 3	1
-	<3	0

Tabla 4.31. Separación entre diaclasas

ESPACIAMIENTO (m)	PUNTAJE
>2	20
0,6-2,0	15
0,2-0,6	10
0,06-0,2	8
<0,06	5

Tabla 4.32. Según superficie de la discontinuidad

DESCRIPCIÓN	PUNTAJE
Superficie muy rugosa, de poca extensión, paredes de roca resistente	15
Superficie poco rugosa, abertura menor a 1mm, paredes de roca resistente	12
Superficie poco rugosa, abertura menor a 1mm, paredes de roca blanda	7
Superficies suaves o relleno de 1 a 5mm de espesor de 1 a 5 mm, las discontinuidades se extienden por varios metros	4
Discontinuidades abiertas, con relleno de más de 5 mm de espesor, las discontinuidades se extienden por varios metros	0

Tabla 4.33. Según condición de agua subterránea

FILTRACIÓN POR CADA 10 m DE LONGITUD DE TÚNEL (l/min)*	PRESIÓN DEL AGUA EN LA DISCONTINUIDAD /ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR	CONDICIONES GENERALES	PUNTAJE
0	0	seco	15
<10	0,0-0,1	Ligeramente húmedo	10
10-25	0,1-0,2	Húmedo	7
25-125	0,2-0,5	Goteando	4
>125	>0,5	Flujo continuo	0

*Cuando se trata de taludes en roca fracturada se evalúa cualitativamente con la columna 3.

Tabla 4.34. Corrección por la orientación de las discontinuidades

CORRECCIÓN POR LA ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES	PUNTAJE PARA TÚNELES	PUNTAJE PARA FUNDACIONES
Muy favorable	0	0
Favorable	-2	-2
Medio	-5	-7
Desfavorable	-10	-15
Muy desfavorable	-12	-25

Tabla 4.35. Clasificación geomecánica final (BIENIAWSKI)

RMR SUMA DE LOS PUNTAJES DE LAS TABLAS	CALIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO	CLASE
81-100	Muy bueno	I
61-80	Bueno	II
41-60	Medio	III
21-40	Malo	IV
0-20	Muy malo	V

4.2.1.7.4. Clasificación de Barton (1974)

En esta clasificación se distribuyen los macizos rocosos según un denominado Índice de Calidad Q (*Quality*) siguiendo las Tablas 4.36 a 4.41.

$$Q=\left(\frac{RQD}{J_n}\right)\left(\frac{J_r}{J_a}\right)\left(\frac{J_w}{SRF}\right) \quad [4.8]$$

Donde: RQD: *Rock Quality Designation.*

J_n: Número de familia de diaclasas.

J_r: Rugosidad de las caras de las diaclasas.

J_a: Meteorización de las diaclasas.

J_w: Agua en las diaclasas.

S.R.F.: Factor de reducción (*Stress Reduction Factor*).

Tabla 4.36. Estimación de parámetros intervinientes –diaclasas

ÍNDICE DE DIACLASAS J_n	VALOR
Roca masiva	0,5-1
Una familia de diaclasas	2
Una familia de diaclasas, con otras diaclasas ocasionales	3
Dos familias de diaclasas	4
Dos familias de diaclasas, con otras diaclasas ocasionales	6
Tres familias de diaclasas	9
Tres familias de diaclasas, con otras diaclasas ocasionales	12
Cuatro o más familias, roca muy fracturada	15
Roca triturada	20

Tabla 4.37. Estimación de parámetros intervinientes – rugosidad

INDICE DE RUGOSIDAD J_r	VALOR
Diaclasas rellenas	1
Diaclasas limpias discontinuas	4
Onduladas rugosas	3
Onduladas lisas	2
Planas rugosas	1,5
Planas lisas	1
Lisos o espejos de falla ondulados	1,5
Planos	0,5

Tabla 4.38. Estimación de parámetros intervinientes – meteorización

ÍNDICE DE ALTERACIÓN J_a	VALOR
Ligera alteración	0,75-1
Alteraciones arcillosas	2
Con detritos arenosos	4
Con detritos arcillosos preconsolidados	6
Con detritos arcillosos poco consolidados	8
Con detritos arcillosos expansivos	8-12
Milonita de roca y arcilla	6-12
Milonita de arcilla limos	5
Milonita arcillosa gruesa	10-20

Tabla 4.39. Estimación de parámetros intervinientes –presencia de agua

COEFICIENTE REDUCTOR POR PRESENCIA DE AGUA J_w	PRESIÓN DE AGUA (kg/cm^2)	VALOR
Excavaciones secas con < 15 l/min localmente	<1	1
Filtración media con lavado de algunas diaclasas	1-2,5	0,66
Afluencia importante por diaclasas limpias	2,5-10	0,5
Afluencia importante por diaclasas limpias con lavado	2,5-10	0,33
Afluencia excepcional inicial, decreciente con el tiempo	>10	0,2-0,1
Afluencia excepcional inicial, constante con el tiempo	>10	0,1-0,05

Tabla 4.40. Estimación de parámetros intervinientes –S.R.F.

PARÁMETRO S.R.F.(*STRESS REDUCTION FACTOR*) (FACTOR DE REDUCCIÓN DE TENSIONES)	**VALOR**
Zonas débiles	
Multitud de zonas débiles o milonitas	10
Zonas débiles aisladas , con arcilla o roca descompuesta con cobertura <50 m	5
Zonas débiles aisladas , con arcilla o roca descompuesta con cobertura > 50 m	2,5
Abundantes zonas débiles en roca competente	7,5
Zonas débiles aisladas en roca competente con cobertura < 50m	5
Zonas débiles aisladas en roca competente con cobertura > 50 m	2,5
Terreno en bloques muy fracturado	5
Roca competente	
Pequeña cobertura	2,5
Cobertura media	1
Gran cobertura	0,5-2,0
Terreno fluyente	
Con bajas presiones	5-10
Con altas presiones	10-20
Terreno expansivo	
Con presión de hinchamiento moderada	5-10
Con presión de hinchamiento alta	10-15

Tabla 4.41. Clasificación final – Q de Barton

TABLA DE CLASIFICACIÓN FINAL	**(Q)**
Excepcionalmente malo	<0,01
Extremadamente malo	0,01-0,1
Muy malo	0,1-1
Malo	1-4
Medio	4-10
Bueno	10-40
Muy bueno	40-100
Extremadamente bueno	100-400
Excepcionalmente bueno	>400

4.2.1.7.5. Método GSI (*Geological Strengh Index*) (HOEK, 2007)

En 1994 Evert Hoek publicó en el boletín de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, el artículo titulado ¨*Strengh of Rock and Rock Masses*¨ en el cual presentó el "Índice de Resistencia Geológica" (*Geological Strengh Index*), un nuevo índice de calidad geomecánica para los macizos rocosos cuyo rango numérico, comprendido entre 0 y 100, se basa en la identificación y clasificación en campo de dos de las características físico mecánicas de un macizo rocoso: La macroestructura, y la condición de las superficies de las discontinuidades.

Lo más interesante del GSI es que provee un sistema para estimar la reducción de la resistencia y aumento de la deformabilidad de las rocas, al pasar de la caracterización de laboratorio sobre muestras de dimensiones necesariamente limitadas a las formaciones naturales dentro de las cuales se realizan las obras de ingeniería.

Tal como lo indica Hoek (2007), el GSI ha sufrido diversas modificaciones desde su versión original; siendo una de estas la publicada en 1998 por Hoek, Marinos y Benissi, donde se amplía el rango del GSI en 5 unidades hacia abajo y en 5 unidades hacia arriba, para poder incluir macizos rocosos de calidad extremadamente mala, ya que en estas circunstancias es difícil obtener núcleos intactos de rocas mayores a 10 cm para poder determinar el valor del RQD.

La Figura 4.9 presenta la versión actualizada para la estimación del GSI.

Figura 4.9. Estimación del GSI (Hoek, Marinos y Benissi, 1998)

Posteriormente Marinos y Hoek (2001) presentan la Figura 4.10 para clasificar masas de rocas heterogéneas, como por ejemplo una secuencia rítmica de lutitas con intercalaciones de arenisca (Flysch).

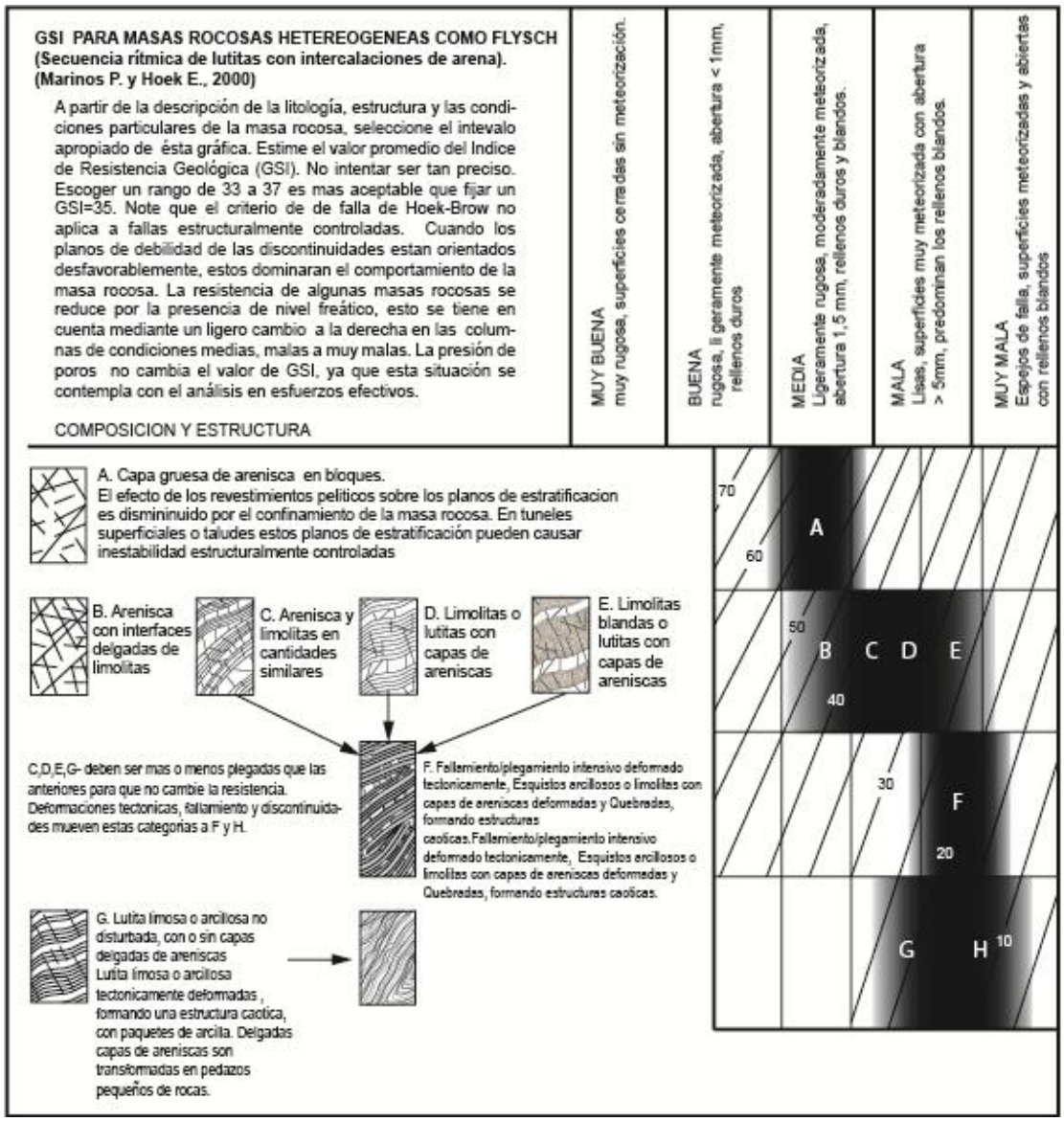


Figura 4.10. Clasificación de masas heterogéneas (Marinos y Hoek, 2001)

4.2.1.8. Correlación entre las clasificaciones de rocas

El uso de estos sistemas a nivel Internacional brinda a los diseñadores diferentes bondades técnicas y su probada capacidad para clasificar las rocas, sin llevarlos a preferir una en especial, por lo que se han comparado los sistemas entre sí, y se ha llegado a diferentes correlaciones entre ellos, lo cual se ilustra en la Tabla 4.42.

Tabla 4.42. Correlación entre las clasificaciones de rocas

CORRELACIÓN ENTRE LAS CLASIFICACIONES DE ROCAS						
Correlación entre Bieniawski y Barton	RMR=9 Ln Q +44 (BIENIAWSKI, 1976) RMR=13,5 Log Q+43 (RUTLEDGE, 1978)					
Correlación entre Bieniawski y GSI	GSI = RMR'89 – 5					
Correlación entre GSI y Barton	GSI= 9 log Q´ + 44					
Correlación entre Bieniawski y los parámetros de corte de Mohr - Coulomb	**Clase de rocas**	**I**	**II**	**III**	**IV**	**V**
	RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
	Ángulo de fricción interna ϕ (°)	>45	35-45	25- 45	15-25	<15
	Cohesión c (kPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Correlación entre la Clasificación de Deere y la observación en campo	RQD=115-3,3 Jv para Jv>4,5 RQD=100 para Jv ≤4,5 Donde: Jv = número de juntas identificadas en el macizo rocoso por m^3					

4.2.1.9. Coeficientes sísmicos

4.2.1.9.1. Ondas primarias

Las ondas que causan daños en un terremoto son las primarias denominadas ondas P, las secundarias denominadas ondas S y las superficiales. Sólo dos de ellas se propagan en el interior de las rocas (P y S). Las ondas P viajan tanto en las rocas sólidas como en materiales líquidos, y las S sólo en la parte sólida. Cuando una onda S se propaga, deforma la roca lateralmente en ángulo recto a la dirección de propagación. La Tabla 4.43 presenta valores indicativos de las velocidades de las ondas primarias (v_p) y de las ondas secundarias (V_s) en función del tipo de roca.

Tabla 4.43. Velocidades de ondas primarias y secundarias

MEDIO	VELOCIDAD DE LA ONDA PRIMARIA (V_p) m/s	VELOCIDAD DE LA ONDA SECUNDARIA (V_s) m/s
Granito	5200	3000
Basalto	6400	3200
Calizas	2400	1350
Areniscas	3500	2150

4.2.1.9.2. Coeficiente de aceleración horizontal

Las fuerzas sísmicas actúan sobre un macizo rocoso siempre en su centro de gravedad.

Acorde al sismo de diseño que se asuma según la escala de Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS), se pueden correlacionar la aceleración horizontal con su correspondiente coeficiente de aceleración horizontal K_h, como aparece en la Tabla 4.44.

Tabla 4.44. Coeficiente de aceleración horizontal

GRADO DEL SISMO (ESCALA MCS)	ACELERACIÓN HORIZONTAL (mm/s^2)	COEFICIENTE DE ACELERACIÓN HORIZONTAL (k_h)
1	0,0-2,5	0,0-0,00025
2	2,5-5,0	0,00025-0,005
3	5,0-10,0	0,0005-0,001
4	10,0-25,0	0,001-0,0025
5	25,0-50,0	0,0025-0,005
6	50,0-100,0	0,005-0,01
7	100,0-250,0	0,01-0,025
8	250,0-500,0	0,025-0,05
9	500,0-1000,0	0,05-0,1
10	1000,0-2500,0	0,1-0,25
11	2500,0-5000,0	0,25-0,5
12	>5000,0	>0,5

4.2.2. Suelos

El suelo se define como un material detrítico, de composición variada que cubre partes de la superficie terrestre, derivado de una roca madre, a través de procesos de desintegración mecánica y descomposición química generados por procesos de intemperismo y cambios climáticos.

4.2.2.1. Propiedades físicas de los suelos

4.2.2.1.1. Relaciones Volumétricas

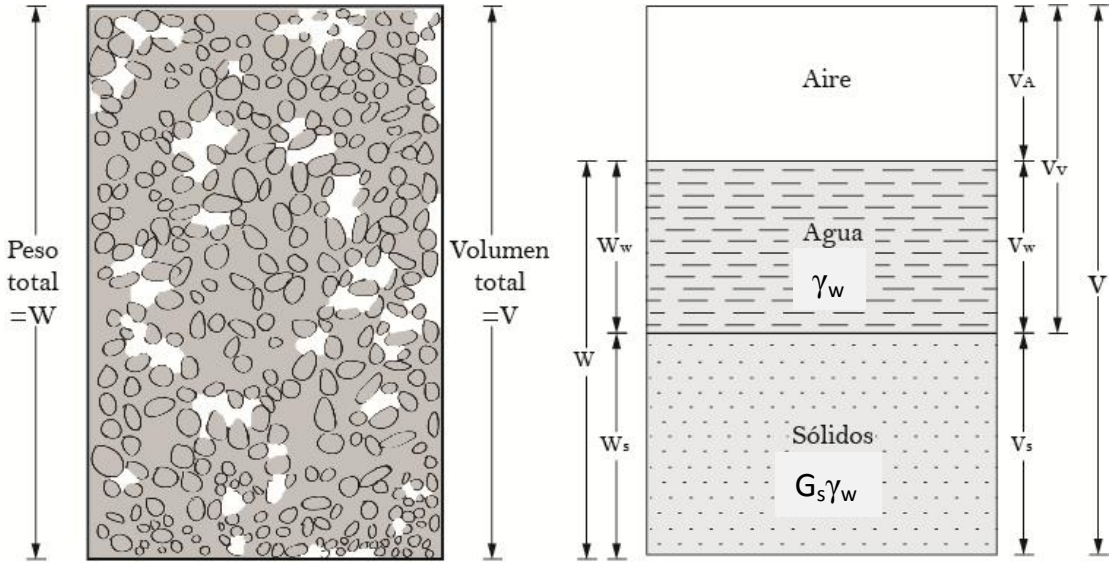


Figura 4.11. Relación de volumen y peso

Las relaciones volumétricas comúnmente usadas son la relación de vacíos, la porosidad, y el grado de saturación. Las relaciones gravimétricas más utilizadas son el contenido de humedad, y el peso unitario.

- **Relación de vacíos (e)**

  Es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de sólidos. Se denomina también oquedad o índice de poros. Su medida es adimensional y en teoría varía entre cero e infinito.

$$e=\frac{V_v}{V_s} \qquad [4.9]$$

Donde: V_v: Es el volumen de vacíos.

V_s: Es el volumen de sólidos.

La Tabla 4.45 indica los valores representativos de relación de vacíos en varios tipos de suelos.

Tabla 4.45. Valores de relación de vacíos para los diferentes tipos de suelos

TIPO DE SUELO	VALOR DE RELACIÓN DE VACÍOS
Arena bien gradada	0,43 – 0,67
Arena uniforme	0,51 – 0,85
Limo uniforme	1,0 -1, 2
Arcillas compresibles	Hasta 6

Adicionalmente, el estudio de la variación de la relación de vacíos “e” bajo carga exterior constante “q”, en función del tiempo, es fundamental para comprender el proceso de consolidación primaria a partir de la teoría de consolidación de Terzaghi.

Variación que conlleva a obtener la magnitud del asentamiento de un estrato compresible “H_o” de la Figura 4.12 bajo la siguiente ecuación:

$$S=\frac{\Delta e}{(1+e_0)}Ho \qquad [4.10]$$

Donde: Δ_e: Variación en la relación de vacíos.

e_0: Relación de vacíos inicial.

H_o: Espesor del estrato de estudio.

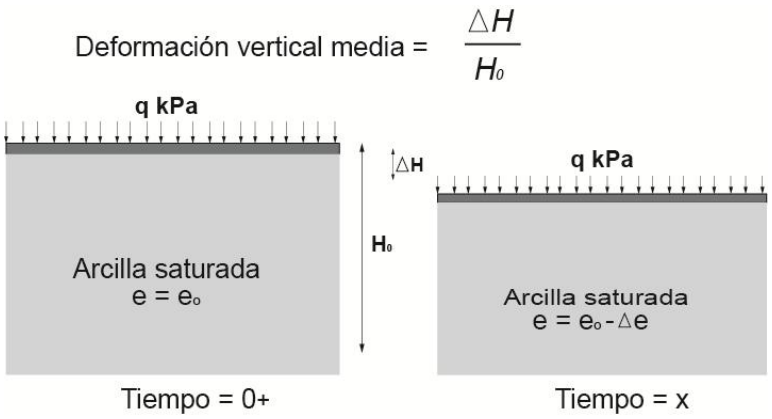


Figura 4.12. Variación en la relación de vacíos

- **Porosidad (η)**

Es la relación entre el volumen de vacíos y el Volumen total. Se expresa en porcentaje y teóricamente sus valores fluctúan entre 0 y 100%.

$$\eta = \frac{V_v}{V} * 100\ (\%) \qquad [4.11]$$

Donde: V_v: Volumen de vacíos.

V: Volumen total.

En la Tabla 4.46 se muestran algunos valores representativos de la porosidad, según Sanders (1998).

Tabla 4.46. Valores de porosidad – Sanders (1998)

TIPO DE SUELO	VALOR DE POROSIDAD %
Gravas	25 - 40
Arena gruesa	21 - 50
Arenas finas, arenas limosas	20 - 50
Limos	35 - 50
Arcillas no muy compresibles	40 - 60
Arcillas muy compresibles	90

- **Grado de saturación (S)**

  Es la relación entre el volumen de agua de un suelo y su volumen de vacíos, se expresa en porcentaje.

$$S = \frac{V_w}{V_V} * 100 \qquad [4.12]$$

  Donde: V_w: Volumen de agua.

  V_v: Volumen de vacíos.

4.2.2.1.2. Relaciones gravimétricas

- **Contenido de agua o contenido de humedad (w)**

  Resulta de relacionar el peso del agua de la muestra y el peso de los sólidos. El valor teórico del contenido del agua varía entre cero e infinito. En la práctica, las humedades varían de cero hasta valores de 500% o incluso mayores de 1000% en México y en Japón.

$$w = \frac{W_w}{W_S} * 100 \qquad [4.13]$$

  Donde: W_w: Peso del agua.

  W_s: Peso del sólido.

4.2.2.1.3. Relaciones de peso y volumen

Las relaciones entre el peso y el volumen del suelo, y la masa y el volumen del suelo, son relaciones muy utilizadas en la mecánica de suelos y se conocen como densidad y peso unitario respectivamente; ellas se expresan acorde a las siguientes ecuaciones:

$$\rho = \frac{M}{V} * 100 \qquad [4.14]$$

Donde: ρ: Densidad del suelo.

M: Masa del suelo.

V: volumen del suelo.

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad [4.15]$$

Donde: γ: Peso unitario húmedo.

W: Peso del suelo.

V: volumen del suelo.

$$\gamma = \rho * g \quad [4.16]$$

Donde: γ: Peso unitario húmedo.

ρ: Densidad del suelo.

g: gravedad.

Para suelos granulares se trabajan en la práctica valores típicos de peso unitario seco, γ_d, tal como se consignan en la Tabla 4.47.

Tabla 4.47. Valores de peso unitario seco (γ_d) para suelos granulares (Lambe)

DESCRIPCIÓN	**γ_d(Ton/m^3)**
Arena limpia y uniforme	1,33 – 1,89
Arena limosa	1,39 – 2,03
Arena micácea	1,22 – 1,92
Limo inorgánico	1,28 – 1,89
Arena limosa y grava	1,42 – 2,34
Arena fina y gruesa	1,36 – 2,21

Otras relaciones entre pesos y volúmenes son:

- **Peso Unitario de los sólidos (γ_s):** Peso unitario de la fase sólida.

$$\gamma_s = \frac{W_S}{V_S} \quad [4.17]$$

Donde: W_s: Peso de sólidos.

V_s: Volumen de sólidos.

- **Peso unitario sumergido (γ')**

Según Arquímedes, las partículas sólidas del suelo al estar sumergidas experimentan un empuje, hacia arriba, igual al peso del agua desalojada, por lo tanto:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_\omega \quad [4.18]$$

Donde: γ_{sat}: Peso unitario saturado.

γ_w: Peso unitario del agua.

- **Gravedad específica de los sólidos**

La gravedad especifica de los sólidos, también denominada peso especifico relativo de los sólidos, es la relación entre el peso unitario de la fase sólida del suelo y el peso unitario del agua destilada a 4°C. Se aplica por definición como:

$$G_S = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad [4.19]$$

Donde: γ_s: Peso unitario de los sólidos.

γ_w: Peso unitario del agua.

En la Tabla 4.48 se indican valores típicos de la gravedad específica de los sólidos para diferentes tipos de suelos, Djoenaidi, (1985) y Bardet, (1997).

Tabla 4.48. Valores típicos de G_s para diferentes clases de suelos

TIPO DE SUELO		GRAVEDAD ESPECÍFICA (G)
Inorgánico	Grava	2,65
	Arena gruesa a media	2,65
	Arena fina (limosa)	2,65
	Loess, polvo de piedra y limo arenoso	2,67
	Arena	2,65
	Limo arenoso	2,66
	Limo	2,67-2,70
	Arena arcillosa	2,67
	Limo arcillo arenoso	2,67
	Arcilla arenosa	2,70
	Arcilla limosa	2,75
	Arcilla	2,72-2,80
Orgánico	Limos con trazos de materia orgánica	2,30
	Lodos aluviales organices	2,13-2,60
	Turba	1,50-2,15

4.2.2.1.4. Otras propiedades físicas

Otras propiedades físicas de los suelos, se describen a continuación:

- **Densidad relativa**

  La densidad o compacidad relativa se refiere al grado de acomodo alcanzado por las partículas del suelo, dejando más o menos vacíos entre ellas. En suelos compactos, las partículas sólidas que lo constituyen tienen

un alto grado de acomodo y la capacidad de deformación bajo cargas es pequeña.

En suelos poco compactos el volumen de vacíos y la capacidad de deformación son mayores. La densidad relativa indica si un suelo está cerca o lejos de los valores máximo y mínimo de densidad, que se pueden alcanzar.

Conociendo la relación de vacíos (e) de un material se obtiene la compacidad de un suelo granular conocida como densidad relativa o compacidad relativa.

La densidad relativa se puede determinar mediante la ecuación 4.20

$$D_r = \left(\frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \right) \ 100 \qquad [4.20]$$

Donde: e: Relación de vacíos *in situ*;

$e_{máx}$: Relación de vacíos del suelo en el estado más suelto;

e_{min}: Relación de vacíos del suelo en el estado más denso.

La densidad relativa se obtiene por medio de la determinación de otros parámetros tales como: Peso unitario mínimo ($\gamma_{d\ min}$), Peso unitario máximo ($\gamma_{d\ máximo}$) y Peso unitario seco (γ_d) en el sitio; de estos, los dos primeros se realizan en laboratorio y el último se efectúa *in situ* con el ensayo de cono de arena o densímetro nuclear.

Por lo que la ecuación 4.20 conviene expresarla en función de pesos unitarios secos:

$$D_r = \frac{\frac{1}{\gamma_{dmín}} - \frac{1}{\gamma_d}}{\frac{1}{\gamma_{dmín}} - \frac{1}{\gamma_{dmáx}}} \ 100 = \frac{\gamma_{dmáx}}{\gamma_d} \ \frac{\gamma_d - \gamma_{dmín}}{\gamma_{dmáx} - \gamma_{dmín}} \ 100 \qquad [4.21]$$

Donde: γ_d: Peso unitario seco *in situ.*

$\gamma_{d\ mín}$: Peso unitario seco en el estado más suelto ($e_{máx}$).

$\gamma_{d\ máx}$: Peso unitario seco en el estado más denso ($e_{mín}$).

El ensayo de laboratorio se realiza en suelos con un contenido de hasta 12% de partículas finas y un tamaño máximo nominal de 80 mm con base en la norma I.N.V. E – 136 – 07 "Determinación de la masa unitaria máxima y mínima para el cálculo de la Densidad Relativa".

Con base en el resultado de densidad relativa, se pude conocer el grado de compactación del terreno, el cual recibe su denominación según se muestra en la Tabla 4.49.

Tabla 4.49. Compacidad del suelo en función de la densidad relativa

DENSIDAD RELATIVA (%)	DENOMINACIÓN
0-15	Muy suelto
15-35	Suelto
35-50	Medianamente Suelto
60-65	Medianamente Denso
65-85	Denso
85-100	Muy denso

4.2.2.1.5. Granulometría

Los tamaños de las partículas de suelo varían considerablemente, por lo tanto se debe conocer su distribución granulométrica, es decir, la distribución, en porcentaje, de los distintos tamaños dentro del suelo. La distribución granulométrica de partículas de tamaño superior a 0,075 mm (tamiz #200) se determina mediante un análisis granulométrico del suelo utilizando el método del tamizado (I.N.V. E–123–07), y para tamaños inferiores a 0.075 mm se utiliza el análisis granulométrico por sedimentación (I.N.V. E–124–07).

En función de la granulometría y su composición los suelos se pueden clasificar en:

- **Gravas**. Con tamaño de grano entre 80 mm. y 4,75 mm. Los granos son observables directamente, existen grandes vacíos entre las partículas y no retienen el agua.

- **Arenas**. Con partículas de tamaño entre 4,75 mm. y 0,075 mm. Estas son observables a simple vista y se mantienen inalterables en presencia de agua.

- **Limos.** Con partículas comprendidas entre 0,075 mm. y 0,002 mm. Son partículas de grano fino con poca o ninguna plasticidad.

- **Arcillas.** Cuyas partículas tienen tamaños inferiores a 0,002 mm. Son partículas de tamaño gel y están formadas por minerales silicatados, constituidos por cadenas de elementos tetraédricos y octaédricos, unidas por enlaces covalentes débiles; pueden entrar las moléculas de agua entre las cadenas, y producen aumentos de volumen, a veces muy importantes. Por tanto, presentan una gran capacidad de retención de agua, con un porcentaje de vacíos muy elevado (vacíos pequeños pero con una gran superficie de absorción en las partículas), debido a que el tamaño de los vacíos es muy pequeño (aunque la relación de vacíos es alta), exhiben unos tiempos de expulsión de agua muy largos y una permeabilidad muy baja.

- **Materia orgánica.** Se encuentra constituida por material de descomposición de seres vivos y/o actividad biológica de los organismos vivos que contiene el suelo; tiene una alta capacidad de absorción y retención de agua.

4.2.2.1.6. Plasticidad

Cuando un suelo arcilloso se mezcla con una cantidad apreciable de agua, tiende a un estado semilíquido. Si el suelo se seca gradualmente, se comportará como un material plástico, semisólido o contenido de agua.

El concepto de la presentación de un suelo en varios estados de consistencia, sucede en función del contenido de humedad, y se basa en que cuanto mayor

es la cantidad de agua que contiene un suelo, menor es la interacción entre partículas adyacentes y más se aproxima el comportamiento del suelo al de un líquido.

Los contenidos de humedad y los puntos límites de unos estados a otros se denominan Límites de Consistencia, y se denominan según la humedad crezca o decrezca según la Figura 4.13.

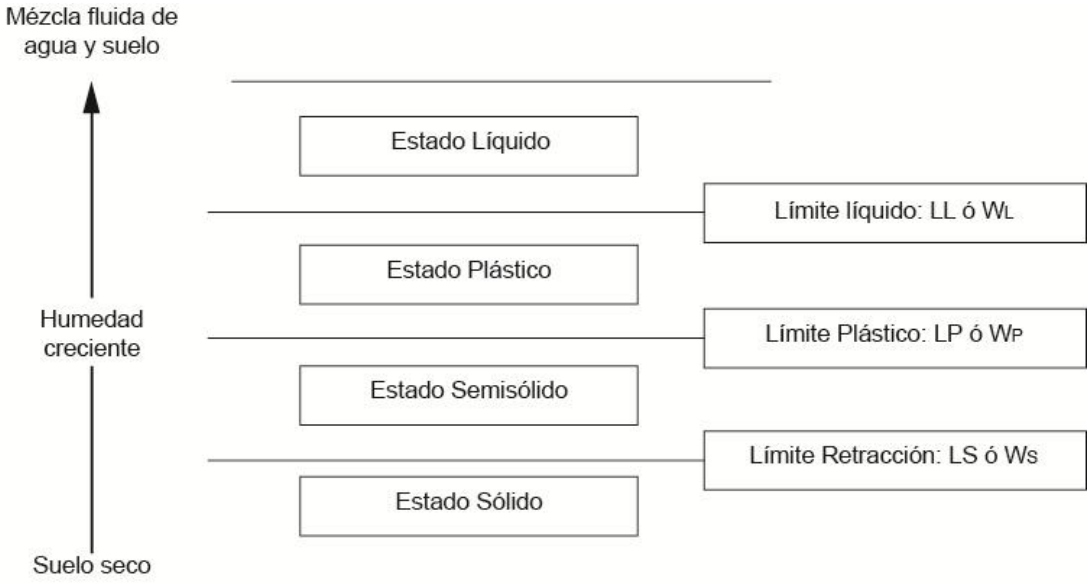


Figura 4.13. Estados de Consistencia del suelo

- **Límite líquido (LL).** Presenta valores variables para arcillas superiores a 40%, para limos arcillosos 25 a 50%, y en arenas no se obtienen resultados.

- **Límite plástico (LP).** Definido como el menor contenido de humedad para el cual el suelo se deja moldear, presenta valores típicos entre arenas y arcillas entre 5 y 30%. En arenas la prueba no es posible.

- **Límite de contracción (LC).** Se define el límite de contracción como el máximo contenido de agua al cual una reducción en humedad no causa una disminución en el volumen de la masa de suelo. Los valores corrientes son: para arcillas 4 a 14%, para limos con presencia de arcillas 15 a 0%; en las arenas no se da cambio del volumen por el secado.

La ejecución del límite de contracción se sigue mediante la Norma INV-E-127-

07 “Determinación de los Factores de Contracción de los Suelos”, sobre suelos cohesivos que presenten resistencia cuando se secan al aire. Donde el término límite de contracción, en porcentaje expresado como un contenido de agua, representa la cantidad de agua necesaria para llenar los vacíos de un suelo cohesivo dado, cuando se halle en su relación de vacíos más baja, situación que permite evaluar el potencial de contracciones, es decir, la posibilidad que se desarrollen grietas en obras que incluyen suelos cohesivos.

Para determinar la consistencia de los suelos finos se realiza en laboratorio la “Determinación del Límite Líquido de los Suelos” (I.N.V. E – 125 – 07) y el “Límite Plástico e Índice de Plasticidad de Suelos” (I.N.V. E – 126 – 07).

Adicionalmente, y como ensayo complementario para realizar la clasificación de un suelo, se requiere la determinación del contenido de materia orgánica, el cual se realiza por ignición mediante la Noma I.N-V.E-121-07 o por el método de “Contenido aproximado de materia orgánica en arenas usadas en la preparación de morteros o concretos” (I.N.V. E – 212 – 07), a través de dos procedimientos: mediante un color de referencia, o mediante vidrios de colores también de referencia. A mayor contenido de materia orgánica, más poroso y menos denso es el suelo.

Los ensayos de laboratorio anteriormente mencionados, se encuentran relacionados en el Capítulo 3 de este Manual y en las “Normas de ensayos de materiales para carreteras” del INVÍAS.

4.2.2.1.7. Clasificación de los suelos

Con el objeto de dividir los suelos en grupos de comportamiento semejante, con propiedades geotécnicas similares, surgen las denominadas clasificaciones de suelos.

Los dos sistemas principales de clasificación de suelos actualmente en uso son el sistema AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) y el USCS (*Unified Soil Classification System*).

- **Sistema de clasificación AASHTO**

  De acuerdo con este método, los suelos se clasifican en siete grupos principales: Desde A-1 hasta A-7. Donde cada uno de estos grupos está

determinado por ensayos de laboratorio, como son: granulometría, límite líquido, e índice de plasticidad.

Los suelos clasificados en los grupos A-1, A-2 y A-3, son materiales granulares, donde 35% o menos de las partículas pasa por el tamiz #200. Los suelos en que más del 35% pasa el tamiz #200 son clasificados en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7. La mayoría están formados por materiales tipos limo y arcilla.

Para la evaluación de la calidad de un suelo como material para subrasante de carreteras, se incorpora el Índice de Grupo (IG), de acuerdo con la ecuación 4.22.

$$IG=(F - 35)\,[0.2 + 0.05\,(LL - 40)] + 0.01\,(F - 15)(IP - 10) \qquad [4.22]$$

Donde: F: Porcentaje que pasa el tamiz #200.

LL: Límite líquido.

IP: Índice de plasticidad.

En la Tabla 4.50 se presenta la clasificación de suelos según la AASHTO, y en la figura 4.14 se muestra la carta de plasticidad de clasificación adaptada según la clasificación de la AASHTO.

Tabla 4.50. Clasificación de los suelos según AASHTO

Clasificación General	Materiales Granulares (≤ 35% pasa tamiz # 200)							Materiales limo arcillosos (> 35% pasa tamiz # 200)				
Clasificación Grupo	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7	
% que pasa los siguientes tamices	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5	A-7-6
# 10	50 máx	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
# 40	30 máx	50 máx	52 máx	-	-	-	-	-	-	-	-	-
# 200	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx	36 min	36 min	36 min	36 min	36 min
Características fracción pasante #40	52 máx											
Límite Líquido	-	-	-	40 máx	41 min	40 máx	41 min	40 máx	41 min	40 máx	41 min	40 máx
Indice de Plasticidad	6 máx	6 máx	S.P.	10 máx	10 máx	11 min	11 min	10 máx	10 máx	11 min	11 min [1]	10 máx [2]
Materiales Característicos	Fragmentos de roca, grava, arena.		Arena fina	Arena y grava limosa o arcilla				Limo		Arcilla		
Descripción general como sub base	Excelente a bueno							Regular a malo				

Nota.
1. Ek indice de Plasticidad del subgrupo A-7-5 en menos o igual que el Límite Líquido menos 30.
2. El indice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que el Límite más 30

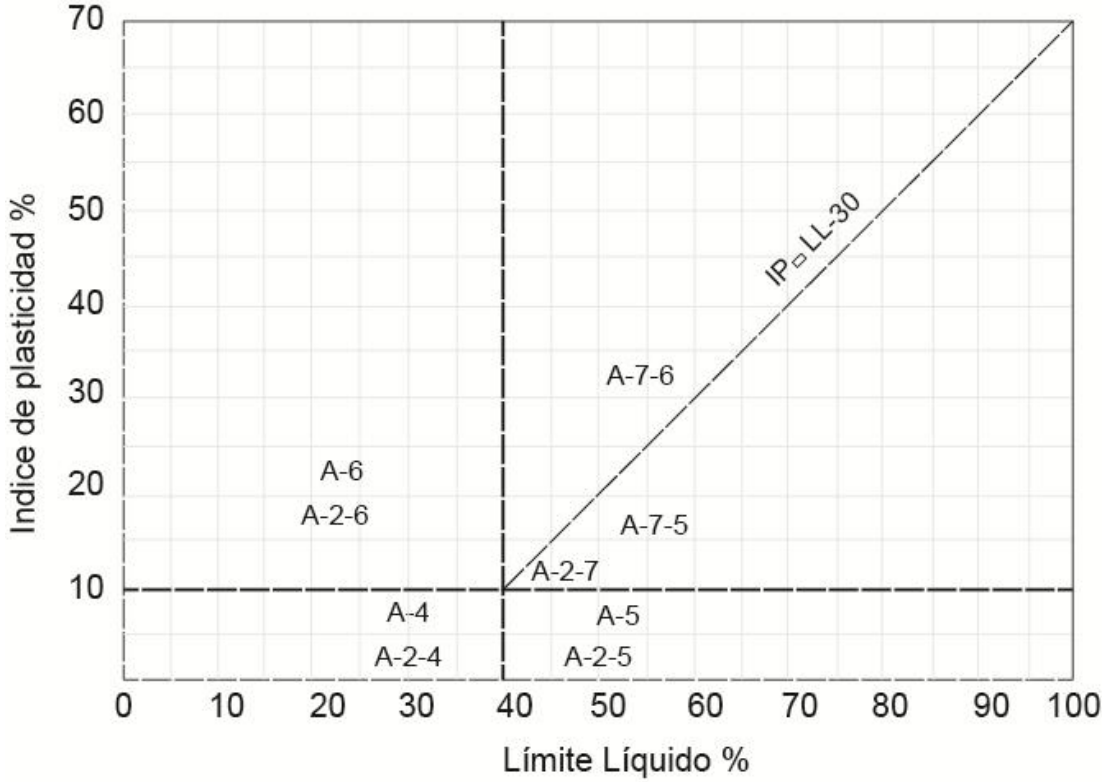


Figura 4.14. Carta de plasticidad de los suelos según AASHTO

- **Sistema unificado de clasificación suelos USCS**

  El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS) fue propuesto inicialmente por Casagrande en 1942 y después revisado por el *Bureau of Reclamation* de Estados Unidos y por el Cuerpo de Ingenieros. Este sistema es el más extendido para la amplia variedad de problemas geotécnicos.

  El sistema USCS clasifica los suelos con base en su granulometría, los límites de Atterberg, y el contenido en materia orgánica.

  Al clasificar un suelo se debe indicar el nombre del grupo con el símbolo respectivo. La Tabla 4.51, basada en la designación D-2487 de la ASTM, presenta las divisiones principales y los símbolos empleados en la misma, así como una descripción de los nombres típicos utilizados.

Tabla 4.51. Clasificación del suelo según USCS

DIVISIÓN PRINCIPAL			SÍMBOLO	NOMBRES TÍPICOS	
SUELOS DE GRANO GRUESO 50% o más es retenido por el tamiz #200	Gravas: 50% o más de La fracción gruesa (o sea la retenida en el tamiz n° 200) es retenida en el tamiz #4	Gravas limpias	GW	Gravas bien graduadas y mezclas de arena y grava con pocos finos o sin finos	Clasificación basada en el porcentaje de finos. Menos del 5% pasa por el tamiz #200 GW, GP, SW, SP. Mas del 12% pasa por el tamiz #200 GM, GC, SM, SC, GC-GM, SC-SM. Entre el 5 y el 12% se utilizan símbolos dobles SM-SW,SC-SW,SM-SP, SC-SP, GM-SW, GC-GW,GM-GP, GC-GP
			GP	Gravas y mezclas de grava y arena mal graduadas con pocos finos o sin finos	
		Gravas con finos	GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo	
			GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y limo	
	Arenas más del 50% de la fracción gruesa (o sea la retenida en el tamiz n° 200) pasa el tamiz # 4	Arenas limpias	SW	Arenas y arenas gravosas, bien graduadas con pocos finos o sin finos	
			SP	Arenas y arenas gravosas mal graduadas con pocos finos o sin finos	
		Arenas con finos	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo	
			SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla	
SUELOS DE GRANO FINO 50% o más pasa por el tamiz #200	Limos y arcillas limite liquido de 50% o inferior		ML	Limos inorgánicos, arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas	Con límite líquido, Índice de Plasticidad se clasifica en la carta de Casagrande
			CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, suelos sin mucha arcilla	
			OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad	
	Limos y arcillas limite liquido superior a 50%		MH	Limos inorgánicos, arenas finas o limos micáceos o limos plásticos	
			CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas	
			OH	Arcillas orgánicas de plasticidad alta a media	
Suelos altamente orgánicos			PT	Turba, estiércol y otros suelos	

La Figura 4.15 presenta la carta de plasticidad necesaria para clasificar los suelos finos en el Sistema Unificado de Clasificación de suelos.

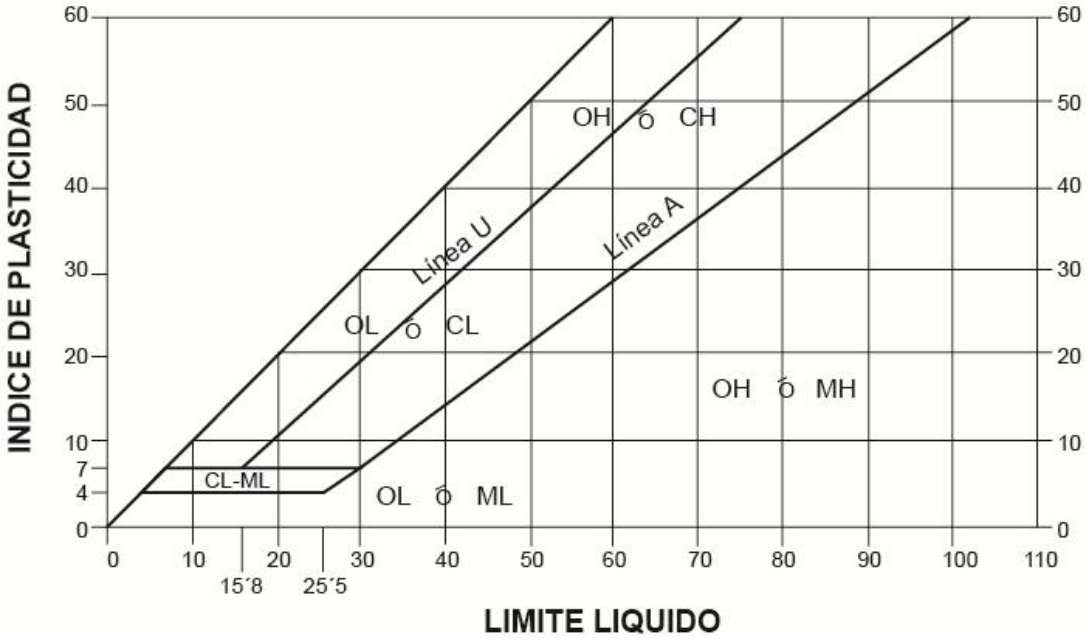


Figura 4.15. Carta de plasticidad (USCS)

4.2.2.2. Propiedades mecánicas de los suelos

La caracterización e identificación del suelo, condicionan su comportamiento geomecánico.

Las propiedades mecánicas permiten al ingeniero de cimentaciones llegar a un diseño de obra civil en la etapa de estudio, considerando los tres grandes problemas a los que el comúnmente se debe enfrentar: (1) Los estados límite de falla que enmarcan la estabilidad de las estructuras; (2) los estados límite de servicio que se refiere a los asentamientos totales y diferenciales que sufrirá la cimentación y la estructura y; (3) flujo de agua a través de los suelos, que influye en el comportamiento del mismo.

El comportamiento de los suelos se encuentra en función de sus propiedades mecánicas, de las fuerzas que actúan sobre su masa y de las características del flujo del agua que contiene.

4.2.2.2.1. Concepto de esfuerzo

Las partículas individuales de una masa de suelo se encuentran sometidas a fuerzas que actúan y son absorbidas por cada uno de los puntos de contacto entre las partículas. El análisis de estas fuerzas no es posible determinarlo independientemente, más bien es conveniente emplear el concepto de esfuerzo en los puntos de contacto como los mostrados en la Figura 4.16.

Los esfuerzos que se encuentran aplicados a una masa de suelo son el resultado del peso propio y del efecto de fuerzas externas aplicadas.

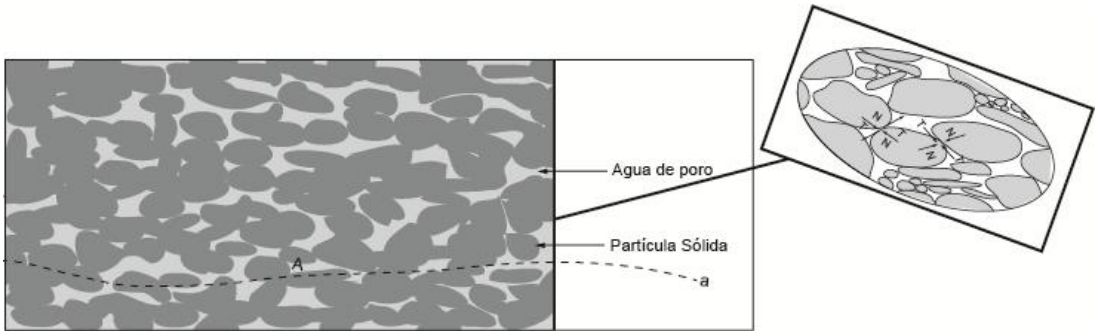


Figura 4.16. Esquema de los esfuerzos en los puntos de contacto del suelo

Los suelos son un sistema de fases múltiples. En un volumen dado de suelo las partículas están distribuidas al azar con los espacios vacíos entre ellas. Los espacios vacíos son continuos y están ocupados por agua, aire o ambos.

Para analizar los problemas de compresibilidad de los suelos, la capacidad de carga de cimentaciones, la estabilidad de terraplenes y la presión lateral de estructuras de retención de tierras, es necesario conocer la naturaleza de la distribución de los esfuerzos a lo largo de la sección trasversal dada del perfil de suelo. Es decir, qué porcentaje del esfuerzo normal, a una profundidad dada, es tomado por el agua en los espacios vacíos, y qué porcentaje es tomado por el esqueleto del suelo en los puntos de contacto de las partículas de suelo.

A esto se le denomina concepto de esfuerzo efectivo, el cual se ilustra en la Figura 4.17 y está definido por la siguiente ecuación:

$$\sigma' = \sigma_t - \mu \qquad [4.23]$$

Donde: σ': Esfuerzo efectivo.

σ_t: Esfuerzo total.

□: Esfuerzo neutro o presión de poros.

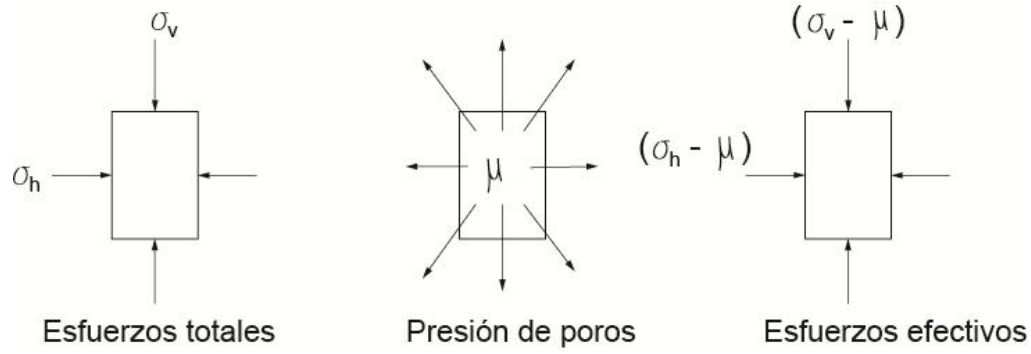


Figura 4.17. Esquema de esfuerzos en una masa de suelo a una profundidad Z

Si el estrato de suelo considerado se encuentra en condiciones geoestáticas (la superficie del terreno es horizontal y la naturaleza del suelo varía muy poco en dirección horizontal anulando los esfuerzos cortantes), las condiciones de esfuerzos pueden calcularse simplemente considerando el peso del suelo por encima del punto de análisis, a determinada profundidad, mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma = \gamma \ Z \qquad [4.24]$$

Donde: σ: Esfuerzo a una profundidad Z.

γ: Peso unitario del suelo.

Z: Distancia desde la superficie al punto considerado.

La ecuación 4.24, es una ecuación genérica y aplica tanto para la estimación de los esfuerzos totales, como para la de los esfuerzos efectivos; en cuyo caso se utiliza el peso unitario sumergido (ver ecuación 4.18); y presiones de poros, cuya ecuación se suele establecer como $\mu = \gamma_w \ Z_w$.

Si la masa de suelo no se encuentra en condiciones geoestáticas (existe flujo en la masa de suelo) el esfuerzo en cualquier punto de análisis es diferente al

del caso estático, este crece o decrece, dependiendo el sentido de infiltración, si es ascendente o descendente. El movimiento del fluido por la masa de suelo genera un delta de caga positivo o negativo debido al gradiente hidráulico generado por la condición no geoestatica.

4.2.2.2.2. Resistencia al corte

Se denomina como resistencia al corte de un suelo a la tensión de corte o fractura en el plano de corte y en el momento de la falla. Se debe entender la naturaleza de la resistencia al corte para analizar los problemas de capacidad de carga, estabilidad de taludes y presiones laterales sobre estructuras de contención de tierra.

La teoría de Mohr-Coulomb afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no sólo por la presencia de un máximo normal o un máximo cortante. En la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, el esfuerzo cortante sobre un plano de falla como se observa en las Figuras 4.18 y 4.19 se expresa con la siguiente relación que se denomina criterio de falla de Mohr-Coulomb (Das, 1994):

$$\tau_f = c + \sigma_n \tan\phi \qquad [4.25]$$

Donde: τ_f: Esfuerzo cortante en el momento de la falla.

c: Cohesión del suelo.

σ_n: Esfuerzo normal en el momento de la falla.

ϕ: Ángulo de fricción interna del suelo.

La Figura 4.19 es una gráfica del círculo de Mohr para el estado de esfuerzos representado en la Figura 4.18. La inclinación del plano de falla EF de la Figura 4.18, que forma un ángulo θ con el plano principal mayor, se obtiene en la Figura 4.19 relacionando la envolvente de falla *fdh* definida por la ecuación 4.25, la línea *ab* (plano principal mayor CD de la Figura 4.18) y la línea *ad* que representa el plano de falla (EF en la Figura 4.18).

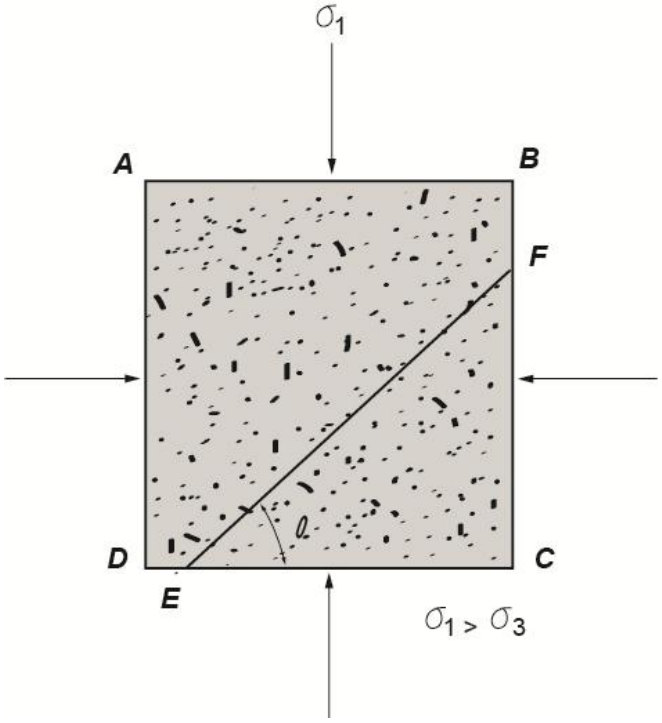


Figura 4.18. Inclinación del plano de falla respecto al plano principal

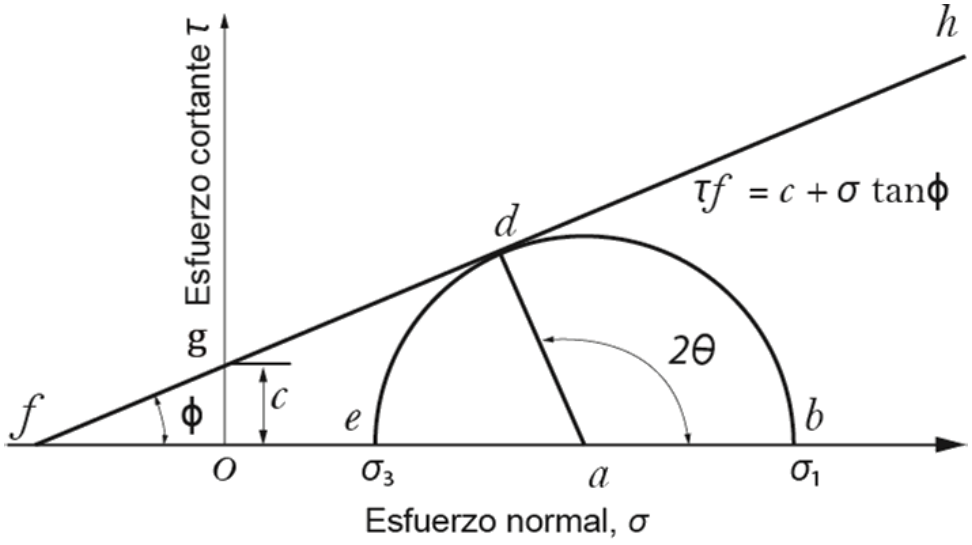


Figura 4.19. Círculo de Mohr y Envolvente de falla Coulomb

La resistencia de un suelo no es constante sino que depende del tipo de suelo (sea granular o cohesivo) y de las condiciones del suelo en el sitio, las que pueden variar con el tiempo.

- **En suelos granulares (c=0)**

$$\tau_f=\sigma_n \tan \phi \qquad [4.26]$$

Donde: τ_f: Esfuerzo cortante en el momento de la falla.

σ_n: Esfuerzo normal en el momento de la falla.

ϕ: Ángulo de fricción interna del suelo.

- **En suelo con cohesión (ϕ=0)**

$$\tau_f = c \qquad [4.27]$$

Los parámetros ya fueron definidos.

- **En suelo con cohesión y fricción**

$$\tau_f= c+\sigma_n \tan \phi \qquad [4.28]$$

Los parámetros de resistencia al cortante de un suelo, se determinan en el laboratorio principalmente con dos tipos de ensayos: La prueba de corte directo y la prueba triaxial.

Su ejecución se sigue mediante las Normas INV-E–154–07 “Determinación de la resistencia al corte - método de corte directo CD (Consolidado Drenado)” , y INV-E-153-07 “Parámetros de resistencia del suelo mediante compresión triaxial”. Las cuales se relacionan en el capítulo 3 del presente Manual y se describen en las Normas de Ensayos de Materiales para carreteras del INVÍAS.

Con el fin de enmarcar en un contexto práctico el tema de resistencia al corte, se efectúa una breve descripción de los ensayos que usualmente se realizan en los suelos.

a) **Prueba de corte directo.** Este ensayo consiste en colocar el espécimen del ensayo en una caja de corte, aplicar un esfuerzo normal determinado, saturar o drenar la muestra, consolidarla bajo el esfuerzo normal, liberar

los marcos que sostiene la muestra y aplicar la fuerza de corte para hacerla fallar.

b) Prueba triaxial. Es una prueba para determinar los parámetros de resistencia de los suelos, en la que una muestra cilíndrica confinada de suelo, cubierta por una membrana impermeable, se somete a una presión y luego se carga axialmente hasta que falle.

Existen tres formas de realizarlo (Berry, Reid, 1963):

- **Prueba consolidada-drenada (CD).** Se conoce comúnmente como ensayo lento, permite determinar los parámetros efectivos de resistencia al corte, la muestra se somete a esfuerzos de confinamientos hasta alcanzar la consolidación, enseguida se aplican los esfuerzos desviadores hasta alcanzar la falla, en este paso se permite el drenaje por lo cual no existe presión de poros.

  Se utiliza para simular situaciones donde la cimentación descansa sobre una arena o grava y la falla se produce en condiciones drenadas.

- **Prueba consolidada-no drenada (CU).**Se conoce como consolidado rápido que puede ser con o sin medición de presión de poros, cuando durante la ejecución del ensayo es posible la medición del exceso de presión de poros, se pueden determinar los parámetros de resistencia del suelo en términos tanto de totales como de efectivos.

  Se utiliza para representar una situación donde la construcción se extiende por largo tiempo, como el caso de las presas de tierra, donde se espera que al final de las actividades de construcción se genere algún grado de consolidación, y si sucede eventualmente una falla, esta es rápida sin drenaje adicional.

- **Prueba no consolidada-no drenada (UU).** Se conoce como prueba rápida que puede ser con o sin medición de presión de poros. No permite la aplicación de esfuerzos de confinamiento o de cámara, al igual que no permite el drenaje en ningún momento, razón por la cual la ejecución del ensayo se realiza de forma muy rápida, no permite la determinación de esfuerzos efectivos; los resultados se expresan sólo en términos de esfuerzos totales.

Se utiliza para realizar análisis a corto plazo de cimentaciones construidas sobre depósitos arcillosos, donde se considera que el tiempo de construcción es insuficiente para disipar la presión de poros.

4.2.2.2.3. Compresibilidad

Un incremento del esfuerzo provocado por la construcción de cimentaciones u otras cargas, comprime los estratos del suelo. La compresión es causada por a) deformación de las partículas del suelo; b) reacomodo de las partículas del suelo y; c) expulsión de agua o aire de los espacios vacíos. En general, el asentamiento del suelo causado por cargas se divide en tres tipos:

- Asentamiento inmediato, provocado por la deformación a corto plazo, es una deformación de tipo elástica y se presenta inmediatamente después de aplicar la carga.

- Asentamiento por consolidación primaria, es el resultado de un cambio en el volumen de los suelos saturados cohesivos debido a la expulsión de agua que se encuentra dentro de los espacios vacíos.

- Asentamiento por consolidación secundaria, se observa en suelos saturados cohesivos y es el resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo. Este sigue asentamiento por consolidación primaria bajo un esfuerzo efectivo constante.

La prueba básica requerida para evaluar la compresibilidad de un suelo es la Consolidación Unidimensional, realizada sobre muestras de arcilla saturada inalterada.

Con base en los resultados de laboratorio se obtiene el Esfuerzo de Preconsolidación σ'_p, el Índice de Compresibilidad C_c y el Índice de Expansibilidad C_e; factores necesarios para calcular el asentamiento.

4.2.2.2.4. Correlaciones para obtener propiedades mecánicas de los suelos

a) Suelos granulares

El ensayo de penetración estándar es el más utilizado para obtener el ángulo de fricción interna (ϕ) de los suelos granulares, a partir del número de golpes necesarios para avanzar en campo, la cuchara partida, una profundidad de 30 cm (1 pie), denominados en la literatura como "N".

Número "N" que requiere para su uso una serie de correcciones propuesta por diferentes autores:

Bowles (1986) propone la siguiente corrección:

$$Ncorr = N\ C_n\ C_E\ C_R\ C_S\ C_B \qquad [4.29]$$

Donde: Ncorr: Valor de N corregido.

N: Valor de N de campo.

C_n: Factor de corrección por confinamiento efectivo.

C_E: Factor por pérdida de energía del martillo (entre 0.45 y 1).

C_R: Factor por longitud de la varilla (entre 0.75 y 1).

C_S: Factor por revestimiento interno de tomamuestras (entre 0.8 y 1).

C_B: Factor por diámetro de la perforación "D" (utilizando un valor mayor a 1 para D> 5" y un valor de 1.15 para D=8").

En el mismo año Skempton recomienda los valores para los diferentes factores de corrección del Ncorr, como se indica en la Tabla 4.52.

Sin embargo como se consignará más adelante los factores de corrección se van adaptando según los criterios de cada uno de los autores.

Tabla 4.52. Corrección del valor de N obtenido en el ensayo de SPT (Skempton)

FACTOR	EQUIPO VARIABLE	TÉRMINO	CORRECCIÓN
Relación de energía.	Martillo donut Martillo de seguridad Martillo automático	$C_E=E_R/60$	0,5 a 1,0 0,7 a 1,2 0,8 a 1,5
Diámetro del sondeo.	65 a 115 mm 150 mm 200 mm	C_B	1,00 1,05 1,15
Método de muestreo	Muestreo estándar Muestreo no estándar.	C_S	1,00 1,1 a 1,3
Longitud de varillas	3 a 4 m 4 a 6 m 6 a 10 m 10 a >30 m	C_R	0,75 0,85 0,95 1,00

- **Ángulo de fricción efectivo con base en los resultados del ensayo SPT acorde a la propuesta del Ingeniero González (1999)**

  Según González lo que se está buscando inicialmente con el ensayo SPT es el ϕ equivalente (ϕ'eq), o sea la relación entre esfuerzos cortantes y esfuerzos normales efectivos como se observa en la ecuación 4.30 y la Figura 4.20, para luego mediante una regresión lineal encontrar el ángulo de fricción interno efectivo:

$$\phi' \text{ SPT} = \phi'\text{eq} = \tan^{-1}\frac{\tau'}{\sigma'} \qquad [4.30]$$

  Donde: ϕ' SPT: Ángulo de fricción interna efectivo obtenido con el ensayo SPT.

  ϕ'eq: Ángulo de fricción efectivo equivalente.

  τ': Esfuerzo cortante efectivo.

  σ': Esfuerzo normal efectivo.

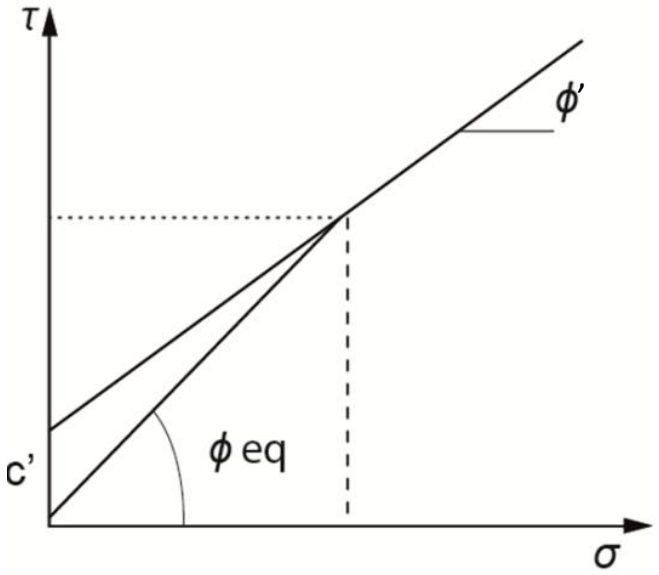


Figura 4.20. Ángulo de fricción real ϕ' y equivalente ϕ'eq

El número de penetración estándar en campo "N", González lo modifica únicamente por factor de corrección por confinamiento efectivo (C_n) y por perdida de energía del martillo (C_E), asumiendo las demás correcciones planteadas por Bowles como 1.

Estas correcciones las asume utilizando un número "N1e", donde el subíndice "e" corresponde a la energía efectiva aplicada al martillo.

Generalmente se considera que para martillo anular (cilíndrico) e = 45% y para martillo de seguridad e = 70%-100%. En Estados Unidos es usual considerar e = 60%**,** mientras que para Japón el valor representativo es e = 72%.

Por ser $N1_{60}$ el valor normalizado internacionalmente, la ecuación para obtenerlo es la 4.31:

$$N1_{60} = N(SPT)\ \frac{e}{60}\ C_n \qquad [4.31]$$

Donde: $N1_{60}$: Valor de N que corresponde a una hinca normalizada del 60% de energía, adimensional, donde se incluye la corrección por confinamiento.

N (SPT): Número de golpes en campo necesario para avanzar la hinca los 30 cm últimos.

e: Fracción de energía correspondiente en porcentaje. Normalmente en Estados unidos se asume como 60%.

C_n: Factor de corrección por confinamiento.

Para Colombia conservativamente se toma e = 45%, obteniendo:

$$N1_{45}=N(SPT)\frac{45}{60}C_n \quad [4.32]$$

El valor de corrección por confinamiento (C_n) se obtiene con la fórmula de Seed-Idriss (Marcuson).

$$C_n = 1- (K \log Rs) \quad [4.33]$$

Donde: C_n: Factor de corrección por confinamiento.

Rs: Parámetro de estandarización para un esfuerzo vertical de referencia equivalente a 1 kg/cm^2.

K= 1.41 para $\sigma_v'<1$ y K=0.92 para $\sigma_v'>=1$, siempre $C_n \leq 2$

Con base en lo anterior en la Tabla 4.54 se presentan las correlaciones de González (1999).

Las correlaciones de la Tabla 4.53, se transforman a una energía del 45% para su uso en Colombia, como se indica en la Tabla 4.54 (GONZÁLEZ, 1999).

Tabla 4.53. Diferentes correlaciones de N normalizado con ϕ equivalente

AUTOR	ECUACIÓN PROPUESTA PARA DETERMINAR ϕ'_{eq}
Peck	$\emptyset'_{eq}=28,5+0,25N1_{45}$
Peck, Hanson y Thornburn	$\emptyset'_{eq}=26,25(2-e^{-N1_{45}/62})$
Kishida	$\emptyset'_{eq}=15+(20N1_{72})^{0,5}$
schmertmann	$\emptyset'_{eq}=\tan^{-1}\left[\left(\frac{N1_{60}}{32,5}\right)^{0,34}\right]$
Japan National Railway (JNR)	$\emptyset'_{eq}=27+0,30N1_{72}$
Japan Road Bureau (JRB)	$\emptyset'_{eq}=15+(15N1_{72})^{0,5}$

Tabla 4.54. Diferentes correlaciones de $N1_{45}$ con ϕ equivalente

AUTOR	ECUACIÓN PROPUESTA PARA DETERMINAR ϕ'_{eq} EN COLOMBIA CON $N1_{45}$
Peck	$\emptyset'_{eq}=28,5+0,25N1_{45}$
Peck, Hanson y Thornburn	$\emptyset'_{eq}=26,25(2-e^{\left(-\frac{N1_{45}}{62}\right)})$
Kishida	$\emptyset'_{eq}=15+(12,5*N1_{45})^{0,5}$
Schmertmann	$\emptyset'_{eq}=\tan^{-1}[(N1_{45}/43,3)^{0,34}]$
Japan National Railway (JNR)	$\emptyset'_{eq}=27+0,1875*N1_{45}$
Japan Road Bureau (JRB)	$\emptyset'_{eq}=15+(9,375*N1_{45})^{0,5}$

Una vez obtenido el valor de ϕ'_{eq} (González recomienda la ecuación de Kishida), con la ecuación 4.34 se calcula el valor del esfuerzo cortante (τ), y se realiza una regresión lineal para hallar los valores finales de ϕ' de cada grupo de materiales analizados.

$$\tau = \sigma' \tan \phi'_{eq} \qquad [4.34]$$

Donde: τ: Esfuerzo cortante.

σ': Esfuerzo normal efectivo.

ϕ'_{eq}: Ángulo de fricción efectivo equivalente.

Ejemplo 1

Con base en los resultados de los ensayos de penetración estándar que se consignan en la Tabla 4.53 realizados sobre dos estratos de suelo en un proyecto en el Departamento de Vichada – Colombia obtener el ángulo de fricción efectivo promedio de cada uno de ellos utilizando el Método de González.

- PROYECTO: VICHADA – COLOMBIA
- Peso unitario: 17 kN/m^3
- Nivel freático: 0.30 m

Solución

Procedimiento con base en la Tabla de resultados

a) Calcular el valor de los esfuerzos totales (σ) y los esfuerzos efectivos (σ_v') para cada punto del ensayo (columnas 4 y 5).

b) El valor de N_{45} para Colombia (columna 8) se corrige por confinamiento con la fórmulación de Cn de Seed- Idriss –Marcuson (columna 7), teniendo cuidado que Cn $\leq$ 2.

c) Se obtiene el valor de ϕeq' con la fórmula de Kishida (columna 10).

d) Se calcula el valor de $\tau = \sigma' \times \tan(\phi eq')$ (columna 11)

Tabla de resultados del ensayo

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Sondeo No.	Prof. (m)	N (golpes/pie)	Esfuerzo total σv (kPa)	RS	C_N Seed-Idriss (Marcuson)	N45	$(N_1)45$	ϕ'EQ Kishida	Resistencia al corte τ (kPa)
ESTRATO No. 1									
S-1	2,50	2	42,50	0,21	1,94	0,75	2	21,32	8,00
S-2	2,75	2	46,75	0,23	1,89	0,75	2	21,32	8,69
S-3	2,75	2	46,75	0,23	1,89	0,75	2	21,32	8,69
S-4	2,75	3	46,75	0,23	1,89	0,75	3	22,75	9,33
S-1	3,25	3	55,25	0,27	1,80	0,75	3	22,75	10,80
S-2	3,75	3	63,75	0,31	1,73	0,75	3	22,75	12,26
S-4	3,75	5	63,75	0,31	1,73	0,75	5	25,00	13,64
ESTRATO No. 2									
S-3	4,25	4	72.25	0,34	1,66	0,75	4	23,94	14,54
S-2	4,75	4	80,75	0,38	1,59	0,75	4	23,94	16,10
S-1	5,25	4	89,25	0,42	1,54	0,75	4	23,94	17,65
S-1	5,75	3	97,75	0,45	1,49	0,75	2	20,77	16,41
S-2	5,75	4	97,5	0,45	1,49	0,75	3	22,75	18,13
S-3	5,75	3	97,75	0,45	1,49	0,75	2	21,32	16,88
S-4	5,75	4	97,75	0,45	1,49	0,75	3	22,75	18,13
S-4	5,75	5	97,75	0,45	1,49	0,75	4	23,94	19,21

e) Se gráfican los valores de τ y σ' para cada estrato y se realiza la regresión τ vs σ' para cada tipo de material.

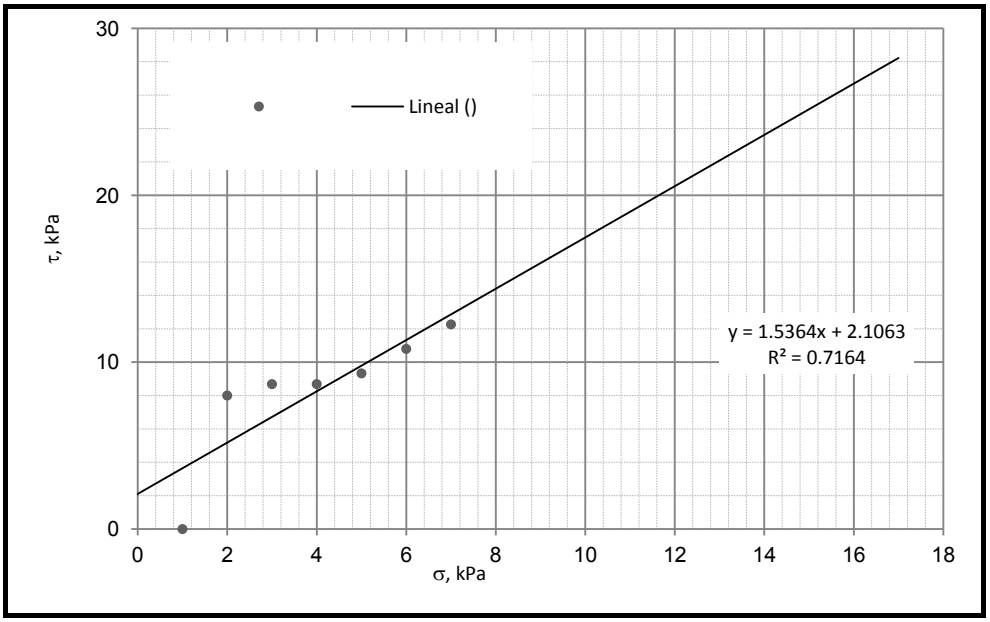


Figura Estrato uno (1)

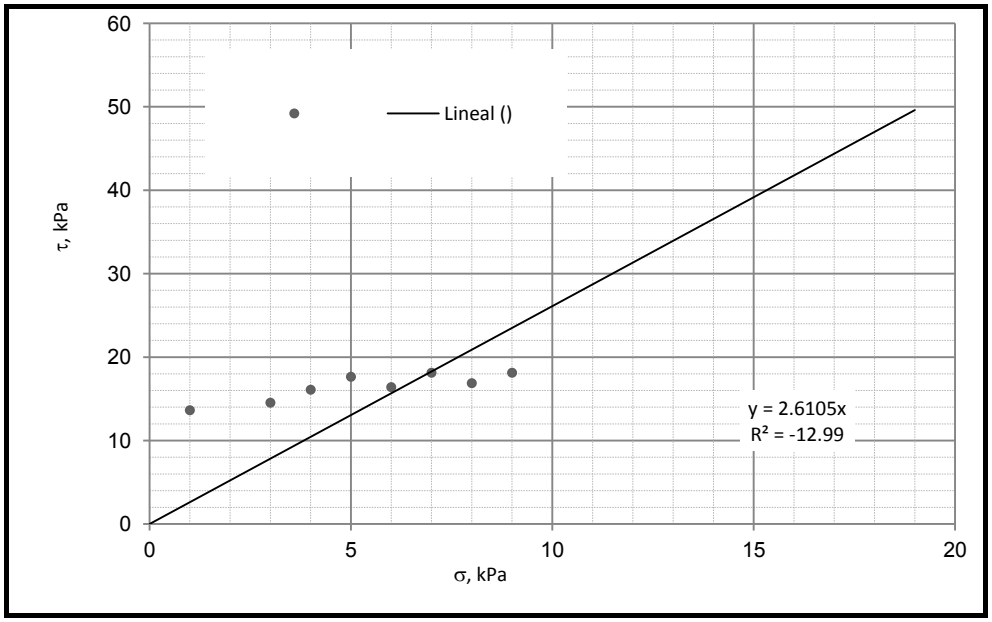


Figura Estrato dos (2)

Si en la regresión resulta $\tau \leq 2$, como en el caso de la gráfica anterior se obliga a la regresión a pasar por cero.

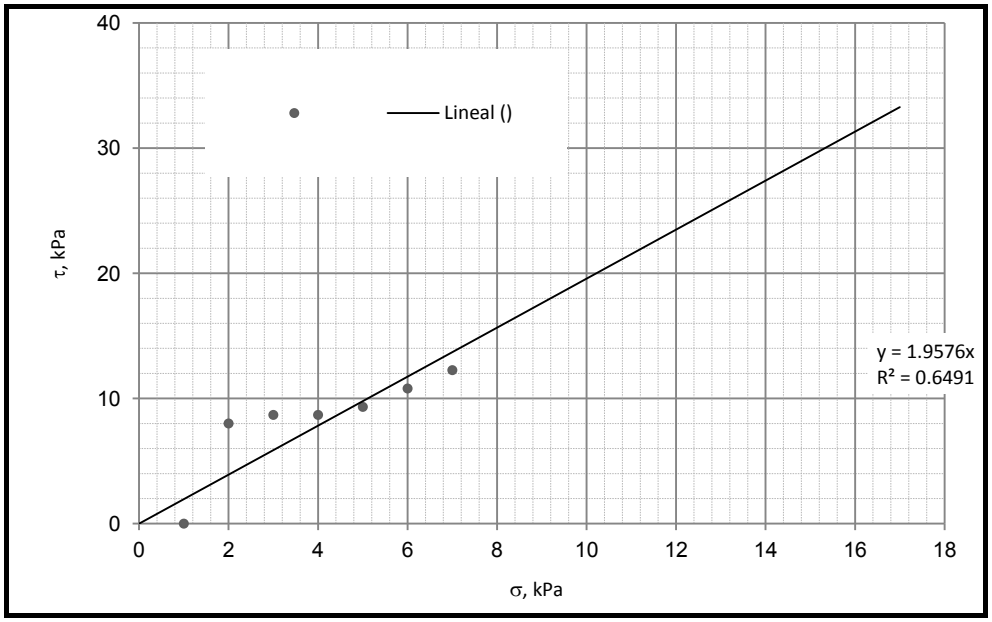


Figura Estrato uno (1) corregido

f) Se obtiene ϕ' solicitado:

Tabla Resultados

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)	c´ (kPa)	ϕ' GONZÁLEZ
1	2,30 – 3,80	0,00	22,74
2	3,80 – 6,00	0,00	22,80

g) González sugiere que también se puede obtener el ϕ' mínimo de cada material haciendo ϕ' mínimo = ϕeq' mínimo:

Tabla Resultados ϕ' mínimo

ESTRATO	PROFUNDIDAD, (m)	c´ (kPa)	ϕ' MÍNIMO
1	2,30 – 3,80	0,00	21,32
2	3,80 – 6,00	0,00	22,77

- **Ángulo de fricción efectivo con base en los resultados del ensayo SPT corregidos con base en la propuesta de Liao y Whitman (1985).**

  Con base en la propuesta de Liao y Whitman (1985) el número de penetración estándar corregido, N_c (kPa), equivale a:

$$N_c = \left(\frac{N_e 100}{\sigma'_{vo}}\right)^{0,5} \qquad [4.35]$$

  Donde: N_e: Número de penetración estándar corregido acorde a la energía correspondiente, $N_{60,}$ $N_{72,}$ N_{45}.

  σ'_{v0}: Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad del ensayo.

Lo que ha permitido a diferentes autores correlacionar los resultados de la penetración estándar corregidos con el ángulo de fricción interna (Tabla 4.55).

- **Ángulo de fricción interna con base en los resultados del ensayo SPT normalizado (N_{60})**

Peck, Hanson and Thorburn y Meyerhof

Peck y otros (2004), proponen una correlación aproximada del ángulo de fricción interna con el número de penetración estándar normalizado (N_{60}), calificando a la vez el grado de densidad relativa de los suelos granulares, según se expone en la Tabla 4.56).

Tabla 4.55. Diferentes correlaciones de N corregido con ϕ'

AUTOR	ECUACIÓN PROPUESTA PARA DETERMINAR DE ϕ' A PARTIR DE N_c
(Peck)	$\phi' = 28{,}5° + (0.40 N_C)$
(Kishida)	$\phi' = 15° + \sqrt{18 N_C}$
(Hatanaka-Uchida)	$\phi' = 20° + \sqrt{15{,}4 N_C}$
(Muromachi 1974)	$\phi' = 20° + 3{,}5\sqrt{N_C}$
(Schmertmann)	$\phi' = \tan^{-1}\left\{\left[\frac{N_C}{27}\right]^{0{,}34}\right\}$
(Peck, Hanson y Thornburn)	$\phi' = 26{,}25 * [2 - e^{N_C/39}]$
(Japan nacional railway)	$\phi' = 27° + (0{,}30 N_c)$
(Japan road boreau)	$\phi' = 15° + \sqrt{15 N_c}$

Tabla 4.56. Correlación de N_{60} y el ángulo de fricción de suelos granulares

N_{60}	DENSIDAD RELATIVA	APROXIMACIÓN DE ϕ' (GRADOS)	
		PECK, HANSON Y THORNBURN	MEYERHOF
0 a 4	Muy suelto	< 28	< 30
4 a 10	suelto	28 a 30	30 a 35
10 a 30	medio	30 a 36	35 a 40
30 a 50	denso	36 a 41	40 a 45
50	Muy denso	41	45

Hatanaka y Uchida (1996)

En la Figura 4.21, se presenta la correlación entre el ángulo de fricción $\emptyset'$ para arenas y los resultados del SPT $(N_1)_{60}$.

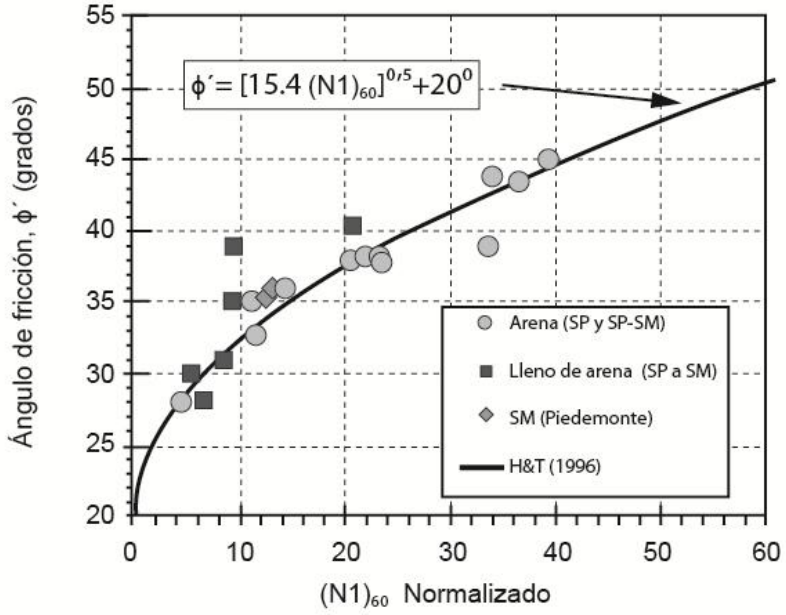


Figura 4.21. Correlación en el Ángulo de fricción pico en arenas y el $(N_1)_{60}$ del SPT (Hatanaka y Uchida, 1996)

Schmertmann

$$\emptyset' \approx \tan^{-1}\left[\frac{N_{60}}{(12{,}2+20{,}3\frac{\sigma'_{vo}}{P_a})}\right]^{0.34} \qquad [4.36]$$

Donde: $\emptyset'$: Ángulo de fricción interna, en grados.

N_{60}: Número de penetración estándar corregido a una energía del 60%.

σ'_{vo}: Esfuerzo vertical efectivo al nivel del ensayo (kPa).

P_a: Presión de referencia (1 bar = 100 kPa = 101,3 kilo Pascales) (kPa).

Wolff

$$Ø = 27{,}1° + 0.30 * N1_{60} - 0{,}00054\ (N1_{60})^2 \qquad [4.37]$$

Donde: $N1_{60}$: Valor de N que corresponde a una hinca normalizada del 60% de energía, adimensional, donde se incluye la corrección por confinamiento.

Ø: Ángulo de fricción interna en grados.

- **Ángulo de fricción con base en el ensayo de cono estático (CPT).**

Robertson y Campanella presentan la Figura 4.22 para correlacionar resistencia unitaria de punta del cono (q_c) con el ángulo de fricción interna de los suelos (ϕ).

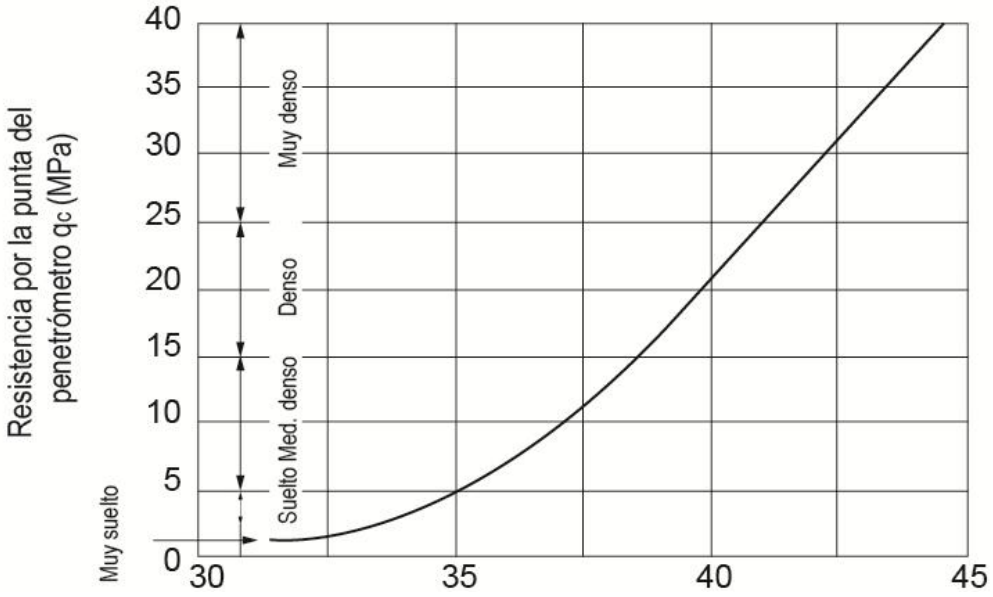


Figura 4.22. Correlación Esfuerzo Vertical Efectivo vs Resistencia de punta del Cono y la Densidad relativa

- **Densidad relativa**

Lancellota y Jamiolkowski proponen una correlación de los resultados del ensayo del cono de penetración estática con la densidad relativa del suelo granular.

$$D_r(\%) = -98+66 \log \frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_o}} \quad [4.38]$$

Donde: $\sigma'_{o:}$ Esfuerzo vertical efectivo, (Ton/m^2).

q_c: Resistencia unitaria del Cono (Ton/m^2).

Densidad relativa con base en los resultados del SPT a partir del $N_{Corr.}$

Contando con los resultados del ensayo de penetración estándar y una vez corregido el valor de "N" con la Tabla 4.57 se puede conocer la densidad relativa del suelo ensayado.

Tabla 4.57. Determinación de la Densidad relativa para arenas (Terzaghi y Peck)

N_{CORR}	DENSIDAD RELATIVA Dr %	DESCRIPCIÓN DE COMPACIDAD
0-4	0-15	Muy Suelto
4-10	15-35	Suelto
10-20	35-50	Medianamente Suelto
20-30	50-65	Medianamente denso
30-50	65-85	Denso
>50	>85	Muy Denso

- **Correlación entre la resistencia unitaria del cono (q_c), el esfuerzo vertical efectivo (σ'_{vo}) y la Densidad relativa, según Schmertmann para Arenas**

  Conociendo la resistencia unitaria del cono estático, y el esfuerzo vertical efectivo, con el uso de la Figura 4.23, se puede conocer la densidad relativa del suelo.

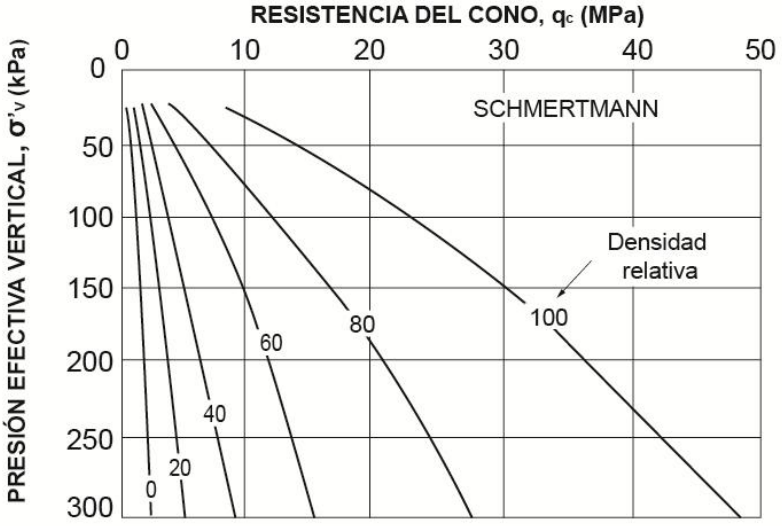


Figura 4.23. Correlación Esfuerzo Vertical Efectivo Vs Resistencia de punta del Cono y la Densidad relativa (Schmertmann, 1978)

- **Módulo de elasticidad con base en el número de penetración estándar**

  Mediante el uso de la Figura 4.24, contando con el número de penetración estándar a una energía del 70%, se halla de manera preliminar el valor del módulo de elasticidad del suelo analizado.

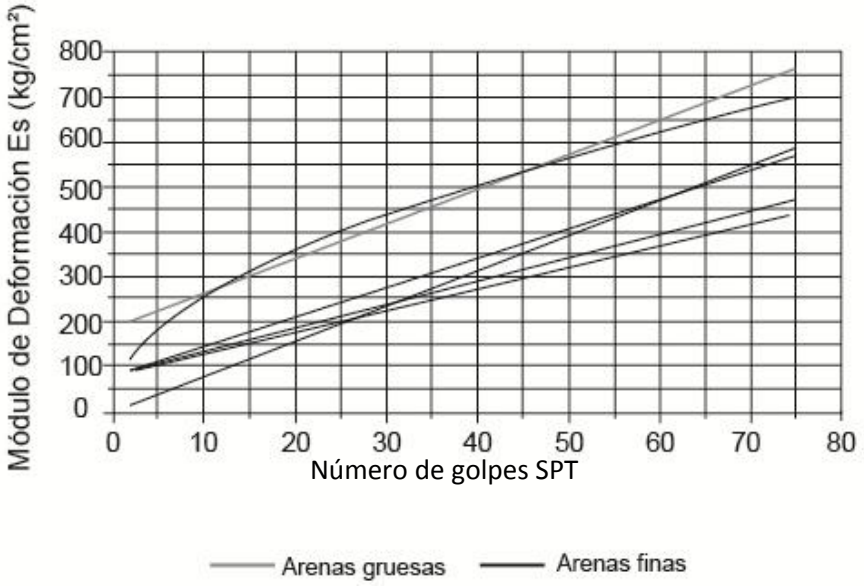


Figura 4.24. Ensayo SPT y módulo de deformación

Las siguientes ecuaciones también permiten determinar el módulo elástico, en kg/cm^2.

- Arenas finas con limos

$$E_S = 5{,}3\ N_{70} + 76 \quad [4.39]$$

$$E_S = 4{,}9\ N_{70} + 73 \quad [4.40]$$

- Arenas finas limpias

$$E_S = 6{,}5\ (N_{70} + 12) \quad [4.41]$$

$$E_S = 7{,}8\ N_{70} \quad [4.42]$$

- Arenas gruesas

$$E_S = 7{,}7\ N_{70} + 190 \quad [4.43]$$

$$E_S = 80\ \sqrt{N_{70}} \quad [4.44]$$

- También si se cuenta con el número de penetración estándar Normalizado (N_{60}) se puede utilizar la propuesta Schmertmann para hallar el módulo de elasticidad en arenas:

$$\frac{E_S}{P_a} = 8\ N_{60} \quad [4.45]$$

Dónde: E_S: Módulo de elasticidad en arenas.

P_a: Presión atmosférica= 101.3 kPa.

- Coduto (2001)

$$E_S = \beta_0\ (OCR)^{0,5} + \beta_1\ N_{60} \quad [4.46]$$

Dónde: E_S: Módulo de elasticidad en arenas.

β_0: Factor de correlación (500 kPa para arenas limpias (SW y SP), 2500 kPa para limos arenosos y arenas arcillosas (SM y SC).

β_1: Factor de correlación (1200 kPa para arenas limpias (SW y SP), 600 kPa para limos arenosos y arenas arcillosas (SM y SC).

OCR: Relación de sobreconsolidación.

- **Módulo de elasticidad con base en el ensayo CPT**

La prueba del cono de penetración (CPT), permite determinar el módulo de elasticidad Ed en forma empírica, relacionándolo con la resistencia por la punta del cono, mediante la ecuación 4.47.

$$E_d = \alpha_c \, q_c \qquad [4.47]$$

Donde: E_d: Módulo elástico (Tsf).

α_c: Factor de correlación que depende del tipo de suelo y de la resistencia del cono (ver Tabla 4.58).

q_c: Resistencia del cono en la punta (Tsf).

Los valores típicos de α_c para arenas es de 3 y para arcillas de 10, cuando se utilizan con la resistencia neta del cono q_c-σ_0, donde σ_0 es la presión total de sobrecarga.

Tabla 4.58. Factor de correlación α_c

SUELO	RESISTENCIA q_c (tsf)	HUMEDAD (%)	α_c
Arcilla CL	<7	----	3 a 8
	7 - 20		2 a 5
	>20		1 a 2,5
Limo ML	<20	-----	3 a 6
	>20		1 a 3
Limo plástico, Arcilla (CH, MH)	<20	----	2 a 6
Limo orgánico	<12	----	2 a 8
Arcilla orgánica - turba	<7	50 a 100	1,5 a 4
		100 a 200	1 a 1,5
		>200	0,4 a 1
Arena	<50	----	2 a 4
	>100		1,5
Arena arcillosa		----	3 a 6
Arena limosa		----	1 a 2
Caliza	20 a 30	----	2 a 4

b) Suelos Cohesivos

- **Resistencia al corte en suelos cohesivos a partir del SPT**

  Aunque menos confiables los resultados, y en lo posible no utilizarlos, a partir del ensayo de penetración estándar también se pueden encontrar correlaciones para conocer resistencia al corte en suelos cohesivos no drenados "S_u".

  En función del Número "N" de campo del SPT y la resistencia a la compresión inconfinada (q_u), para obtener $S_u = c_u = q_u/2$ se puede utilizar la Tabla 4.59 (c: cohesión).

Tabla 4.59. Correlación de N del SPT y la resistencia a la compresión inconfinada q_u

RESISTENCIA	q_u (kg/cm^2)	N
Muy blando	0-0,25	0-1
Blando	0,25-0,5	2-4
Medio	0,5-1,0	5-8
Firme	1,0-2,0	9-15
Muy firme	2,0-4,0	16-31
Duro	>4,0	>31

- **Densidad relativa en suelos cohesivos no drenados a partir del número de penetración estándar en campo**

  Una vez obtenido el número de penetración estándar "N" obtenido en campo se puede conocer en forma aproximada la densidad o compacidad relativa de las arenas en su estado natural, de acuerdo con la Tabla 4.60.

Tabla 4.60. Compacidad de suelos cohesivos con base en N

LIMOS Y ARCILLAS (POCO CONFIABLE)	
N (SPT)	**DENSIDAD RELATIVA**
Menor que 2	Muy blanda
2 -4	Blanda
5 -8	Media
9 -15	Dura
16- 30	Muy dura
Más de 30	Rígida

- **Resistencia al corte en suelos cohesivos no drenados a partir del CPT tipo Holandés**

$$S_u = \frac{q_c - \sigma'_{vo}}{N_K} \quad [4.48]$$

Donde: S_U: Resistencia al corte no drenado (kg/cm^2).

σ'_{vo}: Esfuerzo vertical efectivo (kg/cm^2).

q_c: Resistencia unitaria del cono.

N_k: Es un factor de capacidad portante que se puede tomar aproximadamente igual a 15 cuando se emplea un cono eléctrico, y 20 cuando se emplea un cono mecánico.

- **Resistencia al corte en suelos cohesivos no drenados a partir del ensayo de Presurímetro**

Según Baguelin et al:

$$S_u = \frac{p_l - p_0}{N_p} \quad [4.49]$$

$$N_p = 1 + \ln \frac{E_P}{3S_U} \quad [4.50]$$

Donde: S_u: Resistencia al corte no drenado (kg/cm^2).

Pl, P_0: Presiones cualquieras en el tramo final (presión limite) menos la presión en el tramo inicial ($p_f - p_i$) (kg/cm^2).

N_p: Correlación entre la presión límite del presurímetro y presión de pre consolidación obtenidas del ensayo de Presurímetro. Varía entre 5 y 12 con un valor promedio de 8.50.

E_P: Módulo del Presurímetro (kg/cm^2).

En suelos arcillosos saturados es posible obtener un valor recomendado de la resistencia al corte no drenado, mediante un análisis específico de la zona no lineal del final de la curva presurimétrica (presión de ensayo comprendida entre p_0 y p_l).

La expresión correspondiente es:

$$S_U = \frac{p_l - p_o}{\ln\left(\frac{V_2 - V_o}{V_1 - V_o}\right)} \qquad [4.51]$$

Donde: S_U: Resistencia al corte no drenada, en kilogramo por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

V_1,V_2: Volúmenes de fluido en el presurímetro para esas mismas presiones (cm^3).

V_o: Volumen de referencia. Se tomará el que corresponde a p_o, (cm^3).

Teóricamente el valor de S_U sería independiente de los puntos 1 y 2 que se elijan. Pero será necesario tantear distintos valores para obtener un valor razonable.

Otras propiedades obtenidas con el presurímetro

Además de la determinación de la resistencia al corte a partir de los resultados del presurímetro se pueden determinar otras propiedades geomecánicas del suelo.

- Módulo de rigidez transversal, G (kg/cm^2)

  El Módulo de rigidez transversal del terreno, para el nivel de deformaciones del ensayo y para la dirección de carga correspondiente (perpendicular al eje del sondeo), se puede obtener mediante la expresión:

$$G = V_o \frac{\Delta p}{\Delta V} \qquad [4.52]$$

Donde: G: Módulo de rigidez transversal (kg/cm^2).

Δp: Aumento de presión entre los dos puntos donde se advierte una respuesta lineal, (kg/cm^2).

ΔV: Aumento de volumen entre esos dos mismos puntos (cm^3).

V_o: Volumen de referencia (cm^3).

- Módulo presurimétrico, E_p

$$E_p = \frac{G}{2(1+\upsilon)} \qquad [4.53]$$

Donde: E_p: Módulo presurimétrico (kg/cm^2).

G: Módulo de rigidez transversal (kg/cm^2).

μ: Módulo de Poisson, adimensional.

El módulo de Poisson no se puede determinar con este ensayo. Si se quiere conocer el módulo presurímétrico habrá que hacer alguna hipótesis sobre el valor adecuado de μ.

- Coeficiente de empuje de tierras, K_o

El coeficiente de empuje de tierras, se puede obtener mediante la expresión siguiente:

$$K_o = \frac{p_{ho} - u}{\sigma'_{vo}} \qquad [4.54]$$

Donde: p_{h0}: Presión horizontal inicial, deducida del ensayo (kg/cm^2).

u: Presión intersticial al nivel del ensayo (kg/cm^2).

σ'_{vo}: Presión vertical efectiva al nivel del ensayo (kg/cm^2).

- **Relación entre la resistencia al corte no drenado y el esfuerzo vertical efectivo para arcillas sobre-consolidadas a partir del ensayo de dilatómetro**

$$\left[\frac{S_u}{\sigma'_{vo}}\right]_{O_c} = \left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}}\right)_{N_c} (0{,}50K_D)^{1{,}25} \qquad [4.55]$$

Donde S_u: Resistencia al corte no drenado.

σ'_{vo}: Esfuerzo vertical efectivo.

O_c: Suelo Sobre consolidado.

N_c: Suelo Normalmente consolidado.

K_D: Índice de esfuerzo horizontal del dilatómetro.

Otras propiedades geotécnicas obtenidas a partir del ensayo del dilatómetro.

Las ecuaciones 4.56 a la 4.58 presentan un resumen de las propiedades geomecánicas que se pueden obtener con el dilatómetro.

- Módulo dilatométrico ED:

$$E_D = 34{,}7\ \Delta P \qquad [4.56]$$

Donde: E_D: Módulo dilatométrico.

ΔP: Aumento de presión entre los dos puntos donde se advierte una respuesta lineal, (kg/cm^2).

- Relación de sobreconsolidación, OCR:

$$OCR=(0{,}5\ K_D)^{1{,}56} \qquad [4.57]$$

Donde: OCR: Relación de sobreconsolidación.

K_D: Índice de esfuerzo horizontal del dilatómetro.

- Resistencia al corte no drenado, CU

$$C_U=0{,}22\ \sigma'_{VO}(0{,}55\ K_D)^{1{,}25} \qquad [4.58]$$

Donde: C_u: Resistencia al corte no drenado.

K_D: Índice de esfuerzo horizontal del dilatómetro.

- Sensibilidad de las arcillas, S_t:

En este ensayo, se registran generalmente dos resistencias de corte, la fuerza de corte máxima y la fuerza de corte remoldeada.

Estas medidas se utilizan para determinar la sensibilidad de la arcilla (Tabla 4.61), que se define como la relación de la resistencia al corte no drenado sobre la resistencia al corte no drenada remoldeada.

Tabla 4.61. Clasificación de los valores de Sensibilidad

CLASIFICACIÓN	SENSIBILIDAD (S_t)
Arcilla insensible	< 1.0
Arcillas ligeramente sensibles	1 - 2
Arcillas medianamente sensibles	2 – 4
Arcillas muy sensibles	4 – 8
Arcillas ligeramente rápidas	8 – 16
Arcillas medianamente rápidas	16 – 32
Arcillas muy rápidas	32 – 64
Arcillas extra rápidas	>64

La Tabla 4.61 también puede ser utilizada para clasificar la sensibilidad de una arcilla, independiente de los métodos que se utilicen para determinar las resistencias al corte máxima y remoldeada.

- **Correlaciones del módulo de elasticidad (Es) a partir de los resultados del SPT**

  Según la Navy USA en 1982 y Bowles en 1988 (Tabla 4.62) se puede conocer el módulo de elasticidad de suelos cohesivos de acuerdo con los datos del ensayo de penetración estándar en campo, N.

- **Correlación de la Presión de preconsolidación con los resultados del presurímetro**

  Según Kulhawy y Mayne (1990)

$$\sigma'_P = 0.45\ P_l \qquad [4.59]$$

Donde: σ'P: Presión de Preconsolidación.

Pl: Presión límite del Presurímetro, en kilolibras por pie cuadrado (ksf).

Tabla 4.62. Constantes elásticas de diferentes suelos modificadas de acuerdo con el U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles (1988)

TIPO DE SUELO	RANGO DE VALORES TÍPICOS	COEFICIENTE DE POISSON μ (ADIMENSIONAL)	ESTIMACIÓN DE Es A PARTIR DE N	
	MÓDULO DE YOUNG E_S (MPa)		TIPO DE SUELO	E_S (MPa)
Arcilla: Blanda	2.4-15	0,2 – 0,5	Limos, limos arenosos, mezclas levemente cohesivas.	0,4N
sensible	15-50	0,4-0,5 (no drenada)	Arenas limpias finas a medias y arenas levemente limosas.	0,7N
Medianamente rígida a rígida	50-100	0,20 – 0,5	Arena gruesa y arena con poca grava.	1,0N
Muy rígida	> 60	0,20 – 0,5	Grava arenosa y gravas.	1,1N
Loes Limo	15-60 2-20	0,1-0,3 0,3-0,35	Grava arenosa y gravas	1,1N

- **Correlación de la Relación de sobreconsolidación RSC con los resultados del dilatómetro**

  Con base en el ensayo del dilatómetro se obtiene la relación de sobreconsolidación (Marchetti, 1980) así:

$$RSC = (0{,}50\ K_D)^{1{,}6} \quad [4.60]$$

$$K_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad [4.61]$$

  Donde: K_D: Índice de esfuerzo horizontal.

  P_0: Presión inicial del dilatómetro.

  u_0: Presión de poros inicial.

  σ'_{v0}: Esfuerzo vertical efectivo inicial.

- **Correlaciones con el Índice o Coeficiente de compresibilidad Cc**

  El índice de compresibilidad se puede obtener de las diferentes ecuaciones consignadas en la Tabla 4.63, las cuales se basan en correlaciones obtenidas a partir de los ensayos de limite líquido (LL), relación de vacíos (e) y contenido de humedad natural (Wn).

Tabla 4.63. Correlaciones para estimar el Índice de Compresibilidad C_c

ECUACIÓN	REFERENTE	CAMPO DE APLICACIÓN
Cc=0,007(LL-7)	Skempton	Arcillas remoldeadas
Cc=0,01Wn		Arcillas de Chicago
Cc=1,15(e_o-0,27)		Todas las arcillas
Cc=0,30(e_o-0,27)	Nishida	Suelo cohesivo inorgánico; limo; arcilla.
Cc=0,0115Wn		Suelos orgánicos, turbas
Cc=0,0046(LL-9)		Limo y arcilla orgánicos

ECUACIÓN	REFERENTE	CAMPO DE APLICACIÓN
$Cc=0,75(e_o-0,5)$	Hough	Arcillas Brasileñas
$Cc=0,208\ e_o+0,0083$		Suelos con baja plasticidad
$Cc=0,156\ e_o+0,0107$		Arcillas de Chicago, todas las arcillas

- **Índice de expansión (C_s)**

  Para conocer preliminarmente el índice de expansión se puede asumir entre 5% y 10% del valor del Índice de compresión (C_c).

- **Correlación del Coeficiente de consolidación**

  A partir del ensayo de límite líquido se puede obtener el Coeficiente de consolidación de campo C_v, mediante correlación propuesta en la Figura 4.25 por el Departamento de Marina de los Estados Unidos (1961).

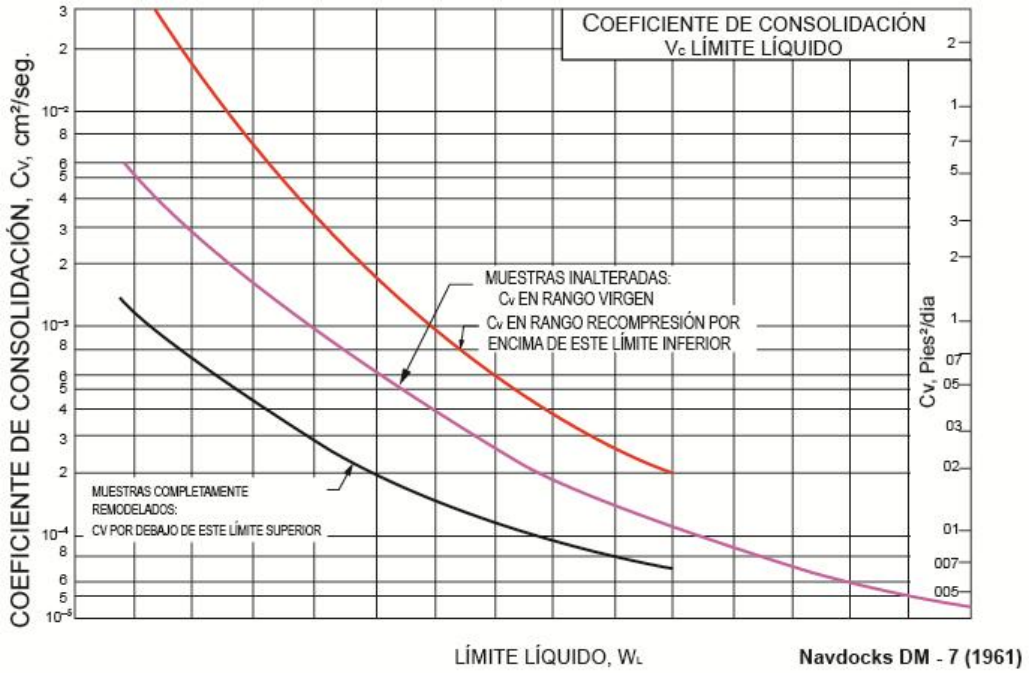


Figura 4.25. Determinación de C_v en función del Límite Líquido

4.2.2.3. Propiedades hidráulicas de los suelos

4.2.2.3.1. Permeabilidad

La permeabilidad de un suelo se refiere a la capacidad para permitir el paso de una corriente de agua a través de su masa.

Cuando el ingeniero geotecnista prevé que se presenta un flujo de agua dentro de la masa del suelo, es conveniente que garantice que el agua fluya bajo régimen laminar a velocidades relativamente pequeñas, de lo contrario se da el fenómeno conocido como flujo turbulento caracterizado por la generación de vórtices que se presentan por la fricción entre moléculas del agua cuando estas rebasan cierta velocidad de desplazamiento; este comportamiento puede generar, entre otros riesgos, el arrastre de los granos del suelo, efecto que se conoce como tubificación.

4.2.2.3.2. Gradiente hidráulico

Es una medida de la energía que impulsa al agua a moverse dentro del suelo. En la Figura 4.26 se muestra un suelo dentro de un tubo de cierto diámetro; el agua se desplaza dentro del espécimen a una velocidad media V, pasa de la sección 1 a la sección 2, recorriendo la distancia L, despreciando la carga de velocidad. La carga hidráulica total en la sección 1 es:

$$h_1 = z_1 + \frac{P_1}{\gamma_w} \qquad [4.62]$$

Donde: h_1: Altura total en el punto 1.

Z_1: Nivel en altura geodésica en el punto 1.

P_1: Presión del agua en el punto 1.

γ_w: Peso unitario del agua.

Y en la sección 2:

$$h_2 = z_2 + \frac{P_2}{\gamma_w} \qquad [4.63]$$

Donde: h_2: Altura total en el punto 2.

Z_2: Nivel en Altura geodésica en un punto 2.

De acuerdo con Bernoulli, en su formulación de la ecuación de energía, se tiene que la pérdida de energía o pérdida de carga "h" es:

$$h=h_2- h_1 \quad [4.64]$$

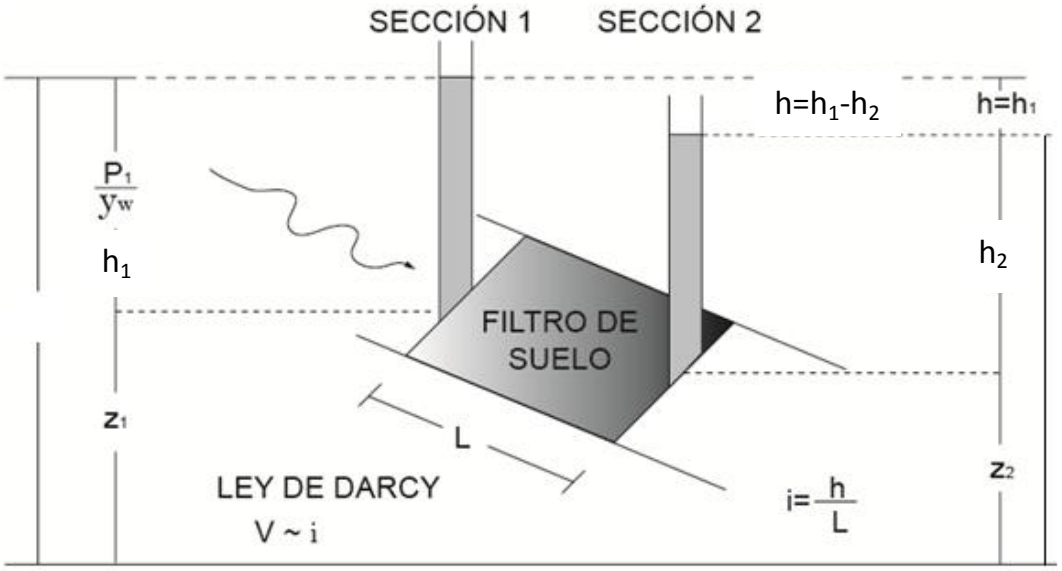


Figura 4.26. Esquema del sistema de flujo a través de una masa de suelo

Finalmente, el gradiente hidráulico i, es un concepto adimensional y representa la pérdida de carga hidráulica por unidad de longitud, se expresa con la siguiente ecuación:

$$i = \frac{h}{L} \quad [4.65]$$

Donde: h: Pérdida de carga o pérdida de energía.

L: Longitud de recorrido del punto 1 al punto 2 en el análisis.

4.2.2.3.3. Coeficiente de Permeabilidad

La Ley de Darcy define que:

$$v = k\ i \qquad [4.66]$$

Donde: V: Velocidad de flujo;

k: Constante de proporcionalidad conocida como Coeficiente de permeabilidad.

i: Gradiente hidráulico.

En virtud a que el gradiente hidráulico es un concepto adimensional, el Coeficiente de permeabilidad tiene dimensiones de velocidad, si es numéricamente igual a la velocidad media del agua cuando el gradiente hidráulico es uno (1); físicamente representa la facilidad (inverso a la resistencia) con que el agua fluye a través del suelo.

El volumen que atraviesa el suelo en la unidad de tiempo, es el caudal Q o gasto, y se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$Q = k\ A\ i \qquad [4.67]$$

Donde: Q: Gasto o caudal.

k: Constante de proporcionalidad conocida como Coeficiente de permeabilidad.

A: Área trasversal al flujo.

i: Gradiente hidráulico.

La Tabla 4.64, se muestra el rango de valores del Coeficiente de permeabilidad “k”, conforme al tipo de suelo en análisis.

Tabla 4.64. Rango de los valores del coeficiente de permeabilidad

<table>
<tr><th colspan="4">COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD k (cm/s)</th></tr>
<tr><td>10^{2}</td><td rowspan="4">Gravas limpias</td><td rowspan="6"></td><td rowspan="4">Muy buen drenaje</td></tr>
<tr><td>10^{1}</td></tr>
<tr><td>10^{0}</td></tr>
<tr><td>10^{-1}</td></tr>
<tr><td>10^{-2}</td><td rowspan="3">Arenas limpias mezclas grava- arena</td><td rowspan="3">Buen drenaje</td></tr>
<tr><td>10^{-3}</td></tr>
<tr><td>10^{-4}</td><td rowspan="2">Arcillas fisuradas y alteradas</td></tr>
<tr><td>10^{-5}</td><td rowspan="2">Arenas muy finas, limos y arenas limosas</td></tr>
<tr><td>10^{-6}</td><td rowspan="4"></td><td>Mal drenaje</td></tr>
<tr><td>10^{-7}</td><td>Limos arcillosos</td><td rowspan="3">Prácticamente impermeables</td></tr>
<tr><td>10^{-8}</td><td rowspan="2">Arcillas no fisuradas</td></tr>
<tr><td>10^{-9}</td></tr>
</table>

4.2.2.3.4. Correlaciones para obtener el coeficiente de permeabilidad k

Como el diámetro medio de los vacíos de un suelo, D, con una porosidad dada aumenta prácticamente con el tamaño D de las partículas, es posible expresar K en función de D, utilizando la fórmula de Poisuille.

$$k = C\ D^2 \qquad [4.68]$$

Donde: C: Constante de proporcionalidad empírica.

Variedad de autores han analizado el valor de C que puede tomar la constante en la ecuación acorde a sus experiencias. Sin embargo, por ser altamente empíricas no se recomienda su uso, sino optar por ecuaciones en función de la relación de vacíos, porosidad, etc. que son parámetros más directos para conocer k.

A continuación se presentan algunas correlaciones para determinar el coeficiente de permeabilidad:

- **Fórmula de Allen-Hazen**

  Obtuvo la siguiente ecuación empírica para calcular el coeficiente de permeabilidad:

$$k = C\ D^2 \qquad [4.69]$$

  Donde: K: Coeficiente de permeabilidad (cm/s).

  C: Constante de proporcionalidad empírica $100 \leq C \leq 150$.

  D_{10}: Diámetro efectivo (cm).

  Corrección por temperatura:

$$K = C\ (0{,}7 + 0{,}03\ t)\ D^2{}_{10} \qquad [4.70]$$

  Todos los valores ya fueron definidos

- **Fórmula de Schlichter**

  Introduce a la fórmula de Allen Hazen una corrección por Densidad relativa, en función de la porosidad (η).

$$K = 771\ \frac{D^2{}_{10}}{C}\ (0{,}7 + 0{,}03\ t) \qquad [4.71]$$

  Donde: K: Coeficiente de permeabilidad (cm/s).

  C: Constante empírica en función de la porosidad η (ver Tabla 4.65).

  D_{10}: Diámetro efectivo, en centímetros (cm).

  t: Tiempo en segundos.

Tabla 4.65. Corrección por compacidad en función de la porosidad

η	0,26	0,38	0,43
C	83,4	24,1	12,8

- **Fórmula de Terzaghi**

Terzaghi en su fórmula para el cálculo del Coeficiente de permeabilidad introduce una constante que tiene en cuenta la porosidad y el tipo de suelo, como se muestra en la ecuación 4.72:

$$K = C_1 D^2_{10} (0,7 + 0,03\ t) \qquad [4.72]$$

Donde: K: Coeficiente de permeabilidad (cm/s).

C_1: Constante empírica (ver ecuación 4.73).

D_{10}: Tamaño efectivo, en centímetros (cm).

$$C_1 = C_o \left[\frac{n - 0,13}{\sqrt[3]{1 - n}}\right]^2 \qquad [4.73]$$

Donde: η: Porosidad.

C_0: Coeficiente que depende del suelo (Tabla 4.66).

t: Tiempo en segundos.

Tabla 4.66. Valores de C_0 para los diferentes tipos de suelo

SUELO	C_0
Arena de grano redondeado	800
Arena de grano Ánguloso	460
Arena con limos	<400

En el Manual de drenaje del INVIAS, se pueden consultar ecuaciones adicionales que permiten determinar el valor de la permeabilidad mediante correlación.

4.2.2.4. Caracterización de los suelos de difícil comportamiento

En el desarrollo de un proyecto el diseñador se encuentra con suelos de comportamiento especial, que pueden generar múltiples problemas como estratos portantes, y por lo tanto es necesario y fundamental identificarlos.

En suelos cohesivos los principales inconvenientes se presentan con la colapsabilidad y la expansión, y con la presencia de suelos orgánicos. En suelos granulares con la erosión y la licuefacción.

4.2.2.4.1. Suelos colapsables

En cuanto a los suelos colapsables se dividen para su estudio en suelos aluviales y coluviales, eólicos, cenizas volcánicas y suelos residuales como se indica en la Tabla 4.67.

Tabla 4.67. Tipo de suelos colapsables (NSR-10)

TIPOS DE SUELOS COLAPSABLES			
SUELOS ALUVIALES Y COLUVIALES	**SUELOS EÓLICOS**	**CENIZAS VOLCÁNICAS**	**SUELOS RESIDUALES**
Depositados en ambientes semidesérticos por flujos más o menos torrenciales, tienen con frecuencia una estructura inestable (suelos metaestables).	Depositados por el viento, son arenas y limos arenosos con escaso cemento arcilloso en una estructura suelta o inestable. Reciben el nombre genérico de “loess” en las zonas templadas.	Provenientes de cenizas arrojadas al aire por eventos recientes de actividad volcánica explosiva, conforman planicies de suelos limosos y limo-arcillosos con manifiesto carácter metastable.	Derivados de la descomposición *in situ* de minerales de ciertas rocas , son luego lixiviados por el agua y pierden su cemento y su sustento por lo cual también terminan con una estructura inestable.

Los suelos colapsables, denominados en ocasiones como suelos metaestables, son suelos que sufren un gran cambio de volumen al pasar del estado no saturado al saturado. Al fundar sobre ellos se presentan grandes asentamientos en un lapso corto y de manera inesperada.

En la Tabla 4.68 se presentan algunos criterios para la identificación de suelos colapsables.

La Norma sismo resistente NSR-10 proporciona un método de identificación de la colapsabilidad en función del límite líquido, según la ecuación 4.74.

$$\gamma_{dcrit} = \frac{\gamma_w}{\frac{1}{G_s} - LL} \qquad [4.74]$$

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrit}} > 1 \text{ el suelo es estable o expansivo, y si}$$

$$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrit}} \leq 1 \text{ el suelo es colapsable}$$

Donde: γ_d: Peso unitario seco (kg/m^3).

γ_{dcrit}: Peso unitario seco critico (kg/m^3).

γ_w: Peso unitario del agua (kg/m^3).

G_s: Gravedad específica de sólidos.

LL: Límite líquido (%).

Tabla 4.68. Criterios para la identificación de suelos colapsables. (PECK, y otros, 2004)

INVESTIGADOR	AÑO	CRITERIOS
Denisov	1951	Coeficiente de hundimiento: $K=\frac{\text{relación de vacíos an el límite líquido}}{\text{relación de vacíos natural}}$ K= 0.5-0.75: muy colapsable K= 1.0: limo arcilloso no colapsable K= 1.5-2.0: suelos no colapsables
Clevenger	1958	Si el peso específico seco es menor que 80 lb/pie^3 (≈12.6 kN/m^3), el asentamiento será grande; si el peso específico seco es mayor que 90 lb/pie^3 (≈14.1 kN/m^3), el asentamiento será pequeño.
Priklonski	1952	$K_0=\frac{(\text{contenido de agua natural-límite plástico})}{\text{índice de plasticidad}}$ K_0< 0: suelos muy colapsables K_0> 0.5: suelos no colapsables K_0> 1. 0: suelos expansivos
Gibss	1961	Razón de colapso, $R=\frac{\text{contenido de agua en saturación}}{\text{límite líquido}}$, (se encuentra en forma gráfica)
Soviet BuildingCode	1962	$L=\frac{e_0-e_L}{1+e_0}$ Donde e_0, es la relación de vacíos natural y e_L, es la relación de vacíos en el límite líquido. Para un grado de saturación natural menor que 60%, si L> -0.1, se trata de un suelo colapsable.
Feda	1964	$K_L=\frac{\omega_0}{S_r}-\frac{LP}{IP}$ Donde ω_0 es el contenido de agua natural, S_r es el grado de saturación natural, LP es el límite plástico e IP índice de plasticidad. Para S_r< 100%, si K_L> 0.85, se trata de un suelo asentable.

INVESTIGADOR	AÑO	CRITERIOS
Benites	1968	Una prueba de dispersión en la que 2g de suelo se vierten en 12 ml de agua destilada y el espécimen se cronometra hasta que se dispersa; tiempos de dispersión de 20 a 30 segundos fueron obtenidos para suelos colapsables de Arizona.
Handy	1973	Loes de Iowa con contenido de arcilla (< 0.002 mm): < 16%: alta probabilidad de colapso 16-24%: probabilidad de colapso 24-32%: menos del 50% de probabilidad de colapso > 32%: usualmente seguro contra el colapso

Adicionalmente, con el valor del peso unitario seco y su límite líquido se puede conocer el potencial de colapso de un suelo por medio de la Figura 4.27.

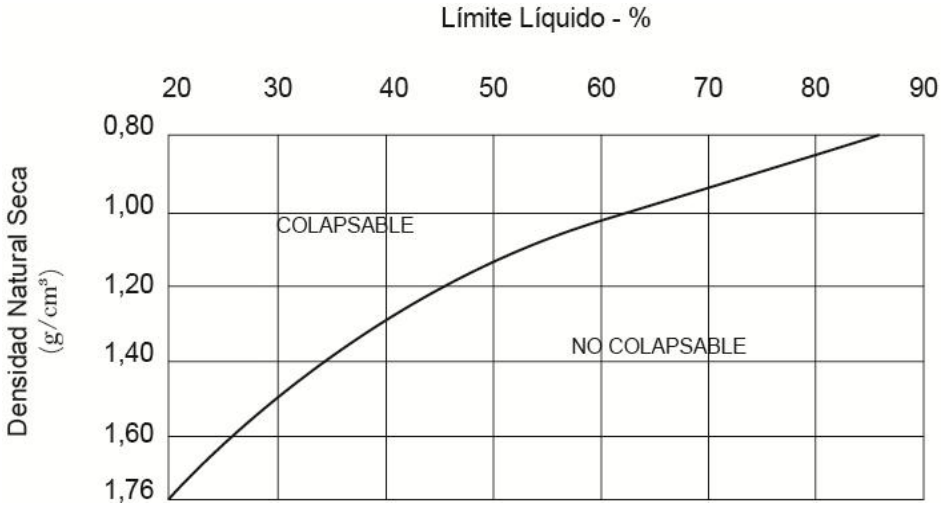


Figura 4.27. Criterios del potencial de colapso

4.2.2.4.2. Suelos expansivos

Algunos suelos, en especial de tipo arcilloso, tienen la propiedad de contraerse cuando pierden agua y de expandirse cuando la ganan de nuevo, según las condiciones ambientales, son los denominados suelos expansivos.

Esa expansión y contracción genera daños progresivos en los suelos, reflejados en fisuras, grietas y giros en muros y elementos estructurales, a causa de movimientos desiguales de sus cimientos.

La norma I.N.V.E-132-07 “Determinación de Suelos Expansivos” indica cuatro

métodos para conocer si un suelo es potencialmente expansivo y para predecir la magnitud de su hinchamiento.

Además, Skempton en 1953 clasifica las arcillas expansivas según su actividad coloidal A, de acuerdo con la Tabla 4.69.

$$A=\frac{IP}{\%Pasa\ 2\ \mu m} \qquad [4.75]$$

Donde: IP: Índice de plasticidad.

El % pasa 2µm se obtiene en laboratorio por el método del hidrómetro (INV-124-07).

Tabla 4.69. Actividad coloidal de las arcillas (Skempton, 1953)

ACTIVIDAD	CATEGORÍA DE SUELO
<0,75	Inactivo
0,75-1,25	Normal
1,25	Activo

Seed *et. at*. (1962) construyeron la Tabla 4.70 correspondiente a la susceptibilidad del suelo a la expansión en función del potencial expansivo en porcentaje.

Tabla 4.70. Susceptibilidad del suelo a la expansión en función del potencial expansivo en porcentaje

CARACTERÍSTICA DE EXPANSIÓN DEL SUELO	POTENCIAL EXPANSIVO (%) (PE)
Baja	0-1,5
Media	1,5-5,0
Alta	5,0-25,0
Muy alta	>25,0

Seed (1963) define el potencial expansivo como la expansión edométrica vertical de muestra compactada a humedad optima y peso especifico seco máximo del ensayo Proctor estándar, bajo una tensión vertical de 7 kPa.

$$PE = K\, C^{x} \qquad [4.76]$$

Donde: PE: Potencial de expansión.

C: Contenido de arcilla en % (El % pasa 2 μm en la prueba del hidrómetro).

x: Número dependiente del tipo de arcilla. Según Seed x=3,44.

K: Factor dependiente de los minerales de arcilla (ver ecuación 4.75).

$$K = 3{,}6\ 10^{-5}\ A^{2{,}44} \qquad [4.77]$$

Donde: A: Actividad coloidal.

En la Tabla 4.71, se presenta un método razonablemente confiable para identificar el potencial de expansión. Este método clasifica el potencial de expansión en función de los límites de Atterberg, la succión del suelo y la expansión porcentual obtenida de ensayos con odómetro (Reese y O'Neill, 1988). El espesor del estrato potencialmente expansivo se debe identificar mediante:

- Estudio de muestras de suelo tomadas de perforaciones para determinar la presencia de agrietamiento, superficies de deslizamiento o estructuras en bloque, y las variaciones de color;

- Ensayos en laboratorio para determinar los perfiles de contenido de humedad del suelo.

4.2.2.4.3. Suelos orgánicos

Su principal componente es la turba, materia orgánica en descomposición. Por su porosidad tiene humedad alta, baja resistencia, alta compresibilidad e

inestabilidad química (oxidable). Por lo tanto deben descartarse como suelo de fundación.

Tabla 4.71. Método para identificar suelos potencialmente expansivos (Reese y O'Neill 1988)

LÍMITE LÍQUIDO LL (%)	LÍMITE PLÁSTICO LP (%)	SUCCIÓN DEL SUELO (MPa)	POTENCIAL DE EXPANSIÓN (%)	CLASIFICACIÓN DEL POTENCIAL DE EXPANSIÓN
>60	>35	>0,38	>1,5	Elevado
50 - 60	25 - 35	0,14 – 0,38	0,5 – 1,5	Marginal
<50	<25	<0,14	<0,5	Bajo

El contenido de materia orgánica "mediante pérdida por ignición" se realiza bajo la Norma INV-E–121–07 y su valor se utiliza para cumplir requisitos de calidad de materiales, así:

Para terraplenes se requieren contenidos de materia orgánica de acuerdo con el Artículo 220- 07 de las "Especificaciones Generales de construcción" del INVÍAS, consignadas en la Tabla 4.72.

Tabla 4.72. Requisitos de los materiales para terraplenes

CARACTERÍSTICA	NORMA DE ENSAYO INV	SUELOS SELECCIONADOS	SUELOS ADECUADOS	SUELOS TOLERABLES
Zona de aplicación en el terraplén		Corona Núcleo Cimiento	Corona Núcleo Cimiento	Núcleo Cimiento
Contenido de materia orgánica	E-121	0%	<1%	<2%

Para filtros el contenido de materia orgánica se especifica en el Artículo 673 – 07 "Subdrenes con geotextil y material granular", con los requisitos de la Tabla 4.73.

Tabla 4.73. Requisitos del material granular para filtros

ENSAYO	NORMA DE ENSAYO INV	VALOR
Contenido de materia orgánica (%)	E-121	Cero

De igual forma en laboratorio se realiza el ensayo de “Contenido aproximado de materia orgánica en arenas usadas en la preparación de morteros o concretos” (I.N.V. E – 212 – 07). Ensayo en el cual se considera que “la arena contiene componentes orgánicos posiblemente perjudiciales, cuando el color que sobrenada por encima de la muestra de ensayo, es más oscuro que el color normal de referencia o que la placa orgánica No.3 (color normal estándar No. 11).

En tal caso, es aconsejable efectuar ensayos complementarios, antes de aprobar la arena para su utilización en la fabricación de concretos hidráulicos.

4.2.2.4.4. Suelos dispersos

Los suelos dispersos son aquellos que por la naturaleza de su mineralogía y la acción química del agua, son susceptibles a la separación de las partículas individuales y a la posterior erosión a través de grietas al estar sometidos a filtración de flujos.

Un fenómeno que se genera por el flujo de agua sobre el terreno es la tubificación, la cual se produce cuando el agua se infiltra a través del suelo de cimentación con un gradiente superior al crítico, produce arrastre de partículas y genera su dispersión.

En la Tabla 4.74 (RICO, y otros, 1984) se presenta el grado de susceptibilidad a la tubificación de los diferentes suelos.

Tabla 4.74. Susceptibilidad de los suelos a la tubificación

SUSCEPTIBILIDAD DE LOS SUELOS A LA TUBIFICACIÓN	
Gran resistencia a la tubificación	1. Arcillas muy plásticas (Ip >15%).Bien compactadas 2. Arcillas muy plásticas (Ip>15%). Deficientemente compactadas
Resistencia media a la tubificación	3. Arenas bien gradadas o mezclas de arena y grava, con contenido de arcillas de plasticidad media (Ip>6%).Bien compactadas 4. Arenas bien graduadas o mezclas de arena y grava, con contenido de arcillas de plasticidad media (Ip>6%).Deficientemente compactadas 5. Mezcla no plástica, bien graduadas y bien compactadas, de grava, arena y limo con Ip < 6%
Baja resistencia a la tubificación	6. Mezcla no plástica, bien graduadas y deficientemente compactada, de grava, arena y limo con Ip < 6% 7. Arenas limpias, finas, uniformes (Ip < 6%), bien compactadas 8. Arenas limpias, finas, uniformes (Ip < 6%), deficientemente compactadas

En laboratorio se mide la dispersión que da inicio a la tubificación por tres métodos, que se encuentran relacionados en el capítulo 3 de este Manual, los cuales se mencionan a continuación:

- **Ensayo de Crumb (*United States Bureau of Reclamation* – USBR 5400-89)**

  El ensayo consiste en colocar una muestra de suelo en agua y observar el indicio de dispersión como el grado de nubosidad del agua:

  - Grado 1: Ninguna reacción.
  - Grado 2: Reacción ligera.
  - Grado 3: Reacción moderada.
  - Grado 4: Reacción fuerte.

- **Ensayo de Doble hidrómetro (American Standard for Testing and Materials - ASTM D 4221-90, USBR 5405-89)**

  Consiste en la ejecución de dos ensayos de hidrómetro. Con y sin dispersante. El porcentaje de dispersión obtenido indica el grado de dispersión del suelo:

  - Menor que 30% no dispersivo.
  - Entre 30 a 50% es intermedio.
  - Mayor que 50% es dispersivo.

- **Ensayo de Pinhole Test (ASTM D-4647-93, USBR 5410-89)**

  Este ensayo diseñado por Sherard en 1976, consiste en perforar un orificio de 1.00 mm de diámetro en la muestra de suelo de análisis, y a través de él pasar agua bajo diferentes cargas y duraciones variables, simulando una fisura en un terraplén. Mediante la Tabla 4.75 se califica el grado de dispersión.

Tabla 4.75. Clasificación de los suelos en función de los resultados obtenidos

CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS EN FUNCIÓN DE LOS ANÁLISIS DE LABORATORIO	CARGA HIDRÁULICA DE LA PROBETA (H) (mm)	RESPUESTA HIDROLÓGICA FINAL ($cm^3\ s^{-1}$)	DIÁMETRO DEL AGUJERO FINAL (mm)	CLASIFICACIÓN
D1	50	Muy nítido	>2	Suelos dispersivos: erosión muy rápida en 50 mm (H)
D2	50	Nítido - claro	>2	
ND4	50	Fácilmente visible	<1.5	Suelos intermedios: erosión lenta en 50 mm (H)
ND3	180-380	Fácilmente visible	>2	
ND2	1020	Claro o apenas visible	2	Suelos no dispersivos: no erosión en 380 mm 0 1020 mm (H)
ND1	1020	Transparente	1 (no erosión)	

4.2.2.4.5. Suelos licuables

En suelos arenosos afectados por solicitaciones sísmicas, el nivel freático puede ascender hasta el punto de saturar el material, lo cual genera en el suelo la pérdida del esfuerzo efectivo, y por tanto un comportamiento del tipo fluido viscoso, conocido como fenómeno de licuefacción (Figura 4.30).

El suelo se comporta y fluye como líquido debido a que las vibraciones sísmicas aplican fuerzas al fluido que rellena los vacíos entre los granos de arena, causando la salida de agua y fango a la superficie durante el movimiento.

Esto compacta finalmente los granos de arena y provoca asentamientos del terreno, al producirse una sensible pérdida de resistencia en los estratos afectados. La licuefacción ocurre particularmente cuando el nivel del agua subterránea es superficial. Las vibraciones también pueden producir asentamientos en rellenos y suelos granulares sueltos. Estos cambios de estado se indican en la Figura 4.28.

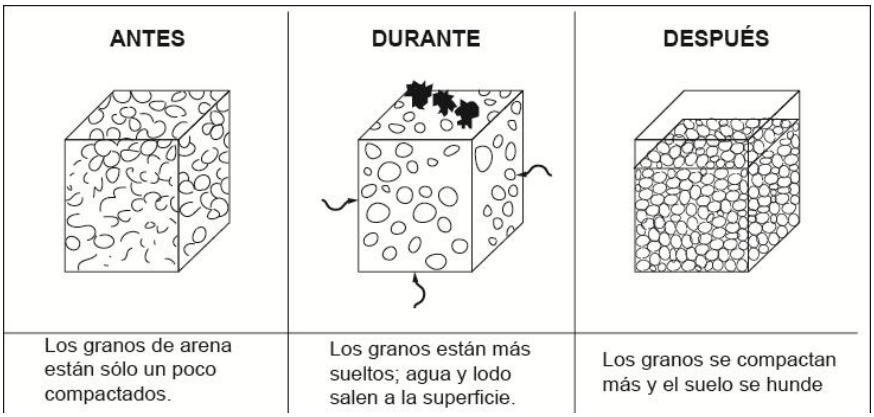


Figura 4.28. Cambios de estado del suelo el fenómeno de licuefacción

Es primordial en un proyecto conocer el potencial de licuación de un suelo. La mayoría de los métodos de predicción están basados en el ensayo de penetración estándar (SPT) gracias a su amplio uso y la constante calibración de sus resultados en los diferentes países.

Preliminarmente con el ensayo de penetración estándar SPT y la densidad relativa Dr, se puede conocer el potencial de licuación, de acuerdo con la Tabla 4.76.

Tabla 4.76. Potencial de la licuación

POTENCIAL DE LA LICUACIÓN		
BAJO	**MODERADO**	**ALTO**
Zonas constituidas por material arenoso saturado de compacidad media a compacta (Número de golpes del ensayo SPT, mayor de 15), con porcentajes de finos mayor del 10% y densidad relativa Dr. mayor del 18%	Zonas constituidas por material arenoso saturado de compacidad suelta a media (Número de golpes del ensayo SPT , entre 8 y 15), con porcentaje de finos entre 5 y 10%	Zonas constituidas por material arenoso saturado de compacidad muy suelta a suelta (Número de golpes del ensayo SPT , menor que 8), con porcentajes de finos menos a 5%

Existen dos métodos para predecir la ocurrencia de la licuación:

- **Método de Kishida (1969)**

  Para que ocurra licuación del suelo ante sismos de magnitud M >= 7 se requiere cumplir con las siguientes condiciones:

  - El nivel freático debe estar cerca de la superficie.
  - Las características granulométricas satisfacen las siguientes relaciones: 2 mm > D60> 0,074 mm; Cu < 10.
  - El espesor del estrato de suelo no licuable, que sobreyace al estrato licuable, debe ser menor que 8 m.
  - La presión efectiva de confinamiento (σ'c) es menor que 2 Kg/cm².
  - La Densidad relativa (Dr) es menor que el 75 %.
  - Para la profundidad considerada, el número de golpes (N) de la prueba de penetración estándar (SPT), es menor que el valor límite dado por la Figura 4.29.

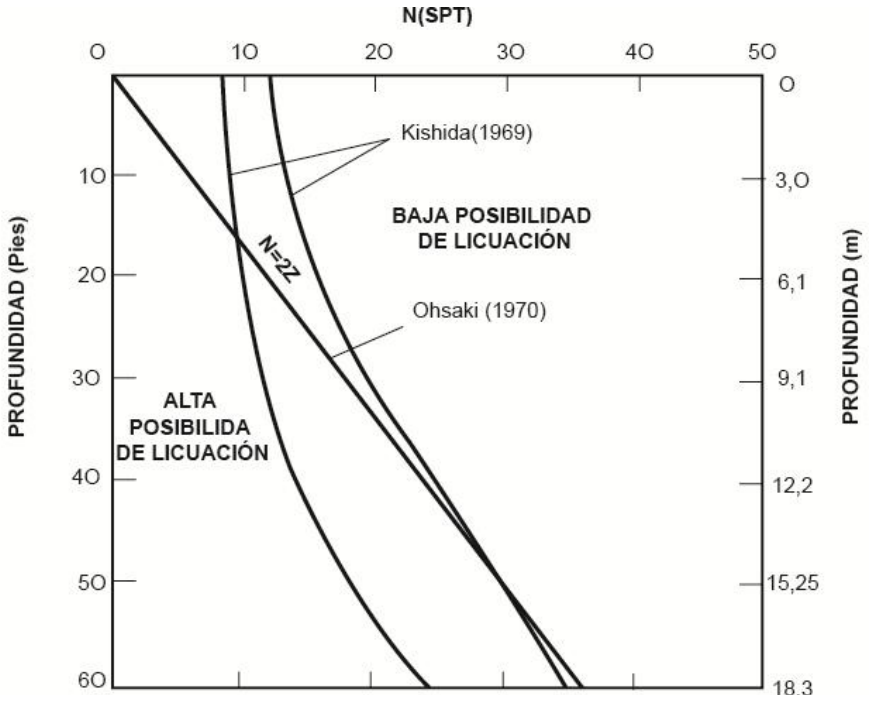


Figura 4.29. Relación entre el potencial de licuación y los valores de NSPT para diferentes profundidades z (m)

- **Método de Seed et. al. (1983)**

  Bastante usado en la actualidad para averiguar las condiciones de licuación del subsuelo acorde a la ecuación:

$$V_s=56\ (N)^{1/2} \qquad [4.78]$$

  Donde: V_S: Velocidad de propagación de ondas de corte (m/s).

  N: Número de penetración estándar en campo.

  La Figura 4.30 presenta la relación no lineal entre las Vs y los valores de la relación de esfuerzos cíclicos que producen licuación.

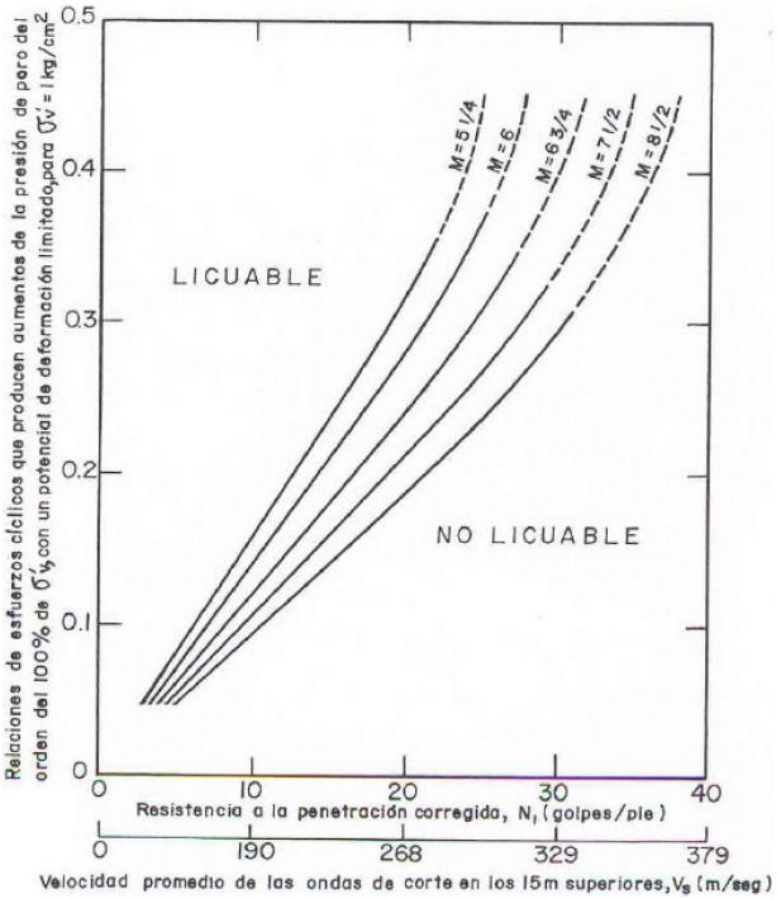


Figura 4.30. Relación de esfuerzos cíclicos que causan la licuación en función de $(N1)_{60}$ y de v_s para sismos de magnitudes diferentes

Henríquez, C. (2007) afirma para sismos con magnitudes M=8,5 "no se producirá licuación, si la Vs en los 15 m superiores supera los 350 m/s". Esto coincide con lo establecido en otras investigaciones, según las cuales las arenas del Holoceno, con valores típicos de Vs entre 200 y 225 m/s, son más susceptibles de licuarse que las del Pleistoceno, con Vs mayor que 325 a 350 m/s.

4.2.2.4.6. Suelos residuales

Es un tipo de suelo común en regiones tropicales (las rocas son sometidas a gran intemperismo). El suelo residual es el producto de la desintegración y alteración mecánica de los componentes litológicos de la roca parental debido a la meteorización. La granulometría de un suelo residual puede ser muy variable, desde grandes fragmentos de roca hasta partículas coloidales, así la

densidad puede ser muy variable, encontrándose también materia orgánica. En este tipo de depósitos se pueden encontrar bajas densidades en la parte superior.

Las características de compresibilidad pueden ser altas, y a veces muy altas cuando tienen baja resistencia. Las cimentaciones de gran tamaño con grandes cargas sobre este tipo de depósito son susceptibles a grandes asentamientos por consolidación. En el caso de áreas volcánicas, los minerales pueden ser de tipo expansivo, si contienen mineral de arcilla montmorillonita.

Caracterización de las zonas del perfil de meteorización.

A continuación, se presentan algunos criterios, cualitativos y cuantitativos que describen las zonas componentes del perfil de meteorización, con base en las características usualmente encontradas en la definición de los diversas zonas del perfil típico de meteorización (Introducción a la Geología con ejemplos de Colombia - INGEOMINAS, 2001).

El horizonte superior, horizonte A, o zona de remoción, se caracteriza por permitir el movimiento del agua hacia abajo. Así, las aguas lluvias tienden a lavar los materiales solubles hacia los horizontes inferiores. Por ejemplo, en climas húmedos, los óxidos de hierro y calcio, son transportados al horizonte inmediatamente inferior. Este proceso hace que esta parte del suelo sea más arenosa. De acuerdo con la madurez alcanzada, puede subdividirse, denominándose A1, A2, etc. La parte superior es la más orgánica.

El horizonte intermedio, horizonte B, o zona de acumulación o depósito de los materiales que el agua ha lavado del horizonte A; es mucho más arcilloso y contiene, en general, óxidos de hierro y, ocasionalmente, calcio.

El horizonte inferior, horizonte C, es en realidad roca semimeteorizada, es decir, es una capa donde podemos encontrar mezclados, de manera transicional, fragmentos de la roca fresca y del horizonte B.

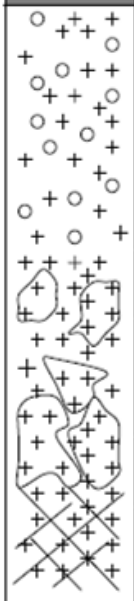
En el anexo A, se presenta el mapa de los diversos suelos existentes en Colombia, Tomado del libro Introducción a la Geología con ejemplos de Colombia - INGEOMINAS, 2001.

A partir de la década de los 50 se propusieron unas clasificaciones de los suelos independientes del tipo de meteorización desarrollada, pretendiendo definir un comportamiento geotécnico uniforme. Estas clasificaciones son los llamados perfiles de meteorización, las cuales se resumen en la Tabla 4.77.

4.2.2.5. Depósitos de suelo

Además de los lineamientos de caracterización de los suelos de difícil comportamiento, presentados en el numeral 4.2.2.4, se pretende incluir algunos aspectos que aporten al Geotecnista una visión general sobre las características típicas de los diferentes depósitos de suelos.

Tabla 4.77. Descripción esquemática de perfiles de meteorización según varios autores. Adaptada de Santos (1995)

<table>
<tr><th rowspan="2">Perfil esquemático</th><th rowspan="2">% de suelo</th><th>Ruxton& Berry (1957)</th><th>Lumb (1965) Little (1969)</th><th>Vargas (1971)</th><th colspan="2">Deere &Patton (1971)</th><th>ISRM (1981)</th></tr>
<tr><td colspan="2">Rocas ígneas</td><td>Gneis, granito y basalto</td><td colspan="2">Rocas ígneas y metamórficas</td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="8">  </td><td rowspan="3">100 %</td><td rowspan="2">I
Suelo residual</td><td rowspan="2">VI
Suelo</td><td rowspan="2">Suelo residual maduro</td><td rowspan="4">Suelo residual</td><td>Horizonte IA</td><td rowspan="2">VI
Suelo residual</td></tr>
<tr><td>Horizonte IB</td></tr>
<tr><td rowspan="2">II
Roca fuertemente alterada</td><td rowspan="2">V
Roca alterada</td><td rowspan="2">Suelo residual juvenil</td><td rowspan="2">Horizonte IC
Saprólito</td><td>V
Roca completamente alterada</td></tr>
<tr><td>50%</td><td rowspan="3">IV
Roca fuertemente alterada</td><td rowspan="4">Estrato de roca desintegrada</td><td rowspan="4">Zona de transición</td><td rowspan="3">IIA
Transición saprólito- rocas alterada</td><td rowspan="2">IV
Roca fuertemente alterada</td></tr>
<tr><td rowspan="2">III
Roca alterada</td><td rowspan="2">III
Roca moderadamente alterada</td></tr>
<tr><td>35%</td><td rowspan="3">III
Roca moderadamente alterada</td></tr>
<tr><td>0%</td><td rowspan="2">IV
Roca</td><td>II
Roca ligeramente alterada</td><td>IIB
Roca parcialmente alterada</td><td>II
Roca ligeramente alterada</td></tr>
<tr><td></td><td>I
Roca fresca</td><td>Roca sana</td><td colspan="2">III
Roca fresca</td><td>I
Roca fresca</td></tr>
</table>

4.2.2.5.1. Depósitos aluviales

Sedimentos dejados por cuerpos de agua en movimiento; su granulometría varía desde grandes fragmentos rocosos, a gravas, arenas, y limos y algunas arcillas. Son suelos en general bien gradados y se pueden encontrar en estado medio a muy compactado. Los sedimentos finos presentan compresibilidad media, baja y muy baja, en sedimentos de cuarzo. Cuando los depósitos

aluviales están bien confinados, los problemas de cimentación son mínimos, excepto por grandes cargas, o cuando las condiciones del nivel freático se hayan modificado. En general, pueden ser utilizadas zapatas aisladas.

Los depósitos aluviales suelen tener una propiedad denominada empaquetamiento, siendo esta una propiedad textural de gran importancia pues determina en gran medida la porosidad y la permeabilidad de los depósitos sedimentarios.

Los estudios sobre el empaquetamiento implican también considerar cómo los granos entran en contacto entre sí. Una primera diferenciación es reconocer la textura clasto soportada y la textura matriz soportada. En la textura clasto soportada (con exiguos porcentajes de matriz) los individuos mayores están en contacto entre sí, mientras que en la textura matriz soportada los individuos mayores están “suspendidos” o “flotantes” en una masa de grano fino, de modo que no se encuentran en contacto entre sí.

Según Boggs (1992, 2009) una forma aproximada de reconocer la textura es analizar la proporción de matriz. Cuando la matriz se presenta con proporciones inferiores a 15%, se tiene una fábrica clasto-soportada en la que unos clastos están en contacto con los otros. Para proporciones superiores al 15% lo más frecuente es que los clastos mayores estén flotando y se trate de matriz soportada.

4.2.2.5.2. Depósitos eólicos

Materiales transportados por el viento construyendo depósitos de sedimentos los cuales requieren atención especial de la ingeniería de cimentaciones. Algunos de estos depósitos son las dunas, los loes, playas eólicas y grandes depósitos volcánicos. La naturaleza de estos depósitos es de media a alta compresibilidad, con densidad relativa baja, no cohesivos o ligeramente cohesivos.

Este tipo de depósitos es característico de regiones áridas y donde el nivel freático se encuentra a gran profundidad, que presentan cambios en sus propiedades mecánicas al saturarse debido a los cambios en el nivel freático. Entonces cuando su humedad natural cambia pueden sufrir compactación, conociéndose como suelos colapsables (ver 4.2.2.4.1 Suelos colapsables).

Los suelos no cohesivos, para fines prácticos, impiden ser muestreadas en forma inalterada para su posterior estudio en laboratorio. Por esta razón, se optó por evaluar las propiedades de los depósitos arenosos recurriendo a pruebas *in situ* o de campo. La prueba de penetración estándar fue una de las primeras empleadas para dichos fines, y sigue siendo ampliamente utilizada, pero también fuertemente criticada por la inconsistencia en sus resultados. A dicha prueba mecánica le siguieron otras, entre las que se encuentran principalmente los conos dinámico y estático, presurímetro y dilatómetro, entre otros.

Como ya se menciono en el capítulo 3, las pruebas geofísicas, principalmente de tipo sísmico como el análisis de ondas de superficie, fueron incorporadas como complemento o para verificación de la caracterización de suelos para diseño de cimentaciones. Esta es una técnica no invasiva, en la cual se colocan sensores en la superficie del terreno para registrar la llegada de diversos tipos de ondas, y mediante diversos métodos de análisis se pueden obtener perfiles de variación de velocidad de onda de corte (VS) a profundidad. Algunos de estos métodos son SASW (*Spectral Analysis of Surface Wave*), MASW (*Multi-channel Analysis of Surface Wave*) y ReMi (*Refraction Microtremor*).

La utilidad primaria de las pruebas geofísicas sísmicas en el campo de la geotecnia es la determinación de variaciones en la velocidad de onda de corte (VS) a profundidad. Conocidas las VS, es posible calcular la rigidez de la estructura de los suelos (módulos de cortante – G - y elástico - E) que pueden ser usados tanto en problemas dinámicos (cimentación de maquinaria, sismos leves, etc.) como en diseño de cimentaciones ante cargas estáticas. Otra aplicación es la caracterización de depósitos de suelo ante sismos.

4.2.2.5.3. Depósitos lacustres y marinos

Son sedimentos finos y muy finos, limos o arcillas, depositados cuando el agua disminuye su velocidad, como en lagos, lagos marginales, estuarios y deltas. Estos depósitos presentan compresibilidad de media, alta y muy alta. Pueden contener partículas coloidales de materia orgánica, o ser compuestos por turba.

En este tipo de depósitos compresibles de gran extensión y gran espesor, pueden ser utilizadas cimentaciones compensadas con o sin pilotes a fricción.

4.2.2.5.4. Depósitos coluviales

Son sedimentos que han sido acumulados al pie de una montaña, producidos por avalanchas, deslizamientos o inestabilidad de la parte superior de la ladera. Estos depósitos contienen materiales de todas clases y tamaño, incluyendo vegetación en gran proporción y materia orgánica. La compresibilidad y la resistencia al corte son muy variables. La capacidad de las cimentaciones ha sido investigado una a una, generalmente la cimentación más segura es la de pilas pre excavadas y fundidas *in situ*, hasta la profundidad del estrato firme.

4.2.3. Confiabilidad y variabilidad de datos

Siendo la Geotecnia un campo de estudio complejo y donde es necesario realizar diversas simplificaciones para poder representar el comportamiento de un macizo rocoso o de un suelo, ha sido necesario implementar nuevas metodologías con el fin de refinar el uso razonable de los datos, basados en el método observacional, que dio luz a su desarrollo inicial.

Una de las metodologías que ha surgido con mayor auge es el diseño basado en la confiabilidad en la cual las propiedades de los materiales se caracterizan a partir de funciones probabilísticas, analizando el desempeño de un proyecto en función de la probabilidad de falla, en lugar de los factores de seguridad.

Pese a que un diseño sea el resultado de los cálculos más refinados de la interacción suelo-estructura jamás hay una garantía total de que la estructura se comporte dentro de los rangos de estabilidad y deformación previstos en la modelación matemática. Esto debido al grado de incertidumbre que se maneja y que según Berdugo (2000) está relacionada con los siguientes factores:

- La incertidumbre sobre la representatividad de la caracterización geotécnica.

- La incertidumbre sobre la naturaleza y magnitud real de las acciones impuestas a la cimentación y su variación espacial en el tiempo.

- La incertidumbre sobre la validez de los métodos de análisis.

- La incertidumbre sobre los efectos de los procesos de construcción sobre, en función del comportamiento de la cimentación.

- La incertidumbre sobre la tolerancia de la cimentación a las acciones impuestas por la superestructura y el terreno de fundación.

- Factores que se pueden reducir si se hace un correcto uso de la confiabilidad, basada en la aplicación correcta de las formulaciones probabilísticas y de riesgo.

Es básico definir los parámetros geotécnicos que entren en los cálculos mediante una función probabilista. Acorde al tipo de parámetro, la función puede ser diferente. El ingeniero será el encargado de definir cuál es el tipo de distribución que representa mejor la variabilidad observada. Se recomienda determinar de antemano cuáles variables geotécnicas presentan mayor variabilidad con respecto a otras, de esa forma restringir el tamaño del problema, y en consecuencia disminuir el tiempo de simulación.

En general, aunque las distribuciones normales sean fáciles de utilizar, no son las más recomendables pues están lejos de representar la variabilidad natural de la mayoría de los parámetros geotécnicos. Es frecuente usar la distribución log-normal. Cuando exista información específica, el ingeniero debe proponer leyes de variación más acordes con la variabilidad de cada parámetro.

El "Manual de recomendaciones Geotécnicas para el Proyecto de Obras Marítimas y Portuarias de España" (MOPU, 2005) presenta un método sencillo para definir la variabilidad de los parámetros geotécnicos:

De cada parámetro geotécnico X_i, se definirá el valor más representativo que, en general, será una estimación del valor medio, Xm, de acuerdo con la ecuación 4.79.

$$X_m = \frac{1}{n}\sum_{1}^{n} X_i \qquad [4.79]$$

Donde: n: Número de datos de X_i.

Para cada nivel o estrato o zona de suelo o roca que se haya diferenciado se

indicará no sólo ese valor representativo, sino también el rango de variación esperado (V), el cual se halla a partir del valor medio, $X_{m,}$ y la desviación estándar, ζ, la cual se define mediante la ecuación 4.80.

$$\zeta = \left\{ \frac{1}{n\text{-}1} \sum_{1}^{n} (X_1 - X_m)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \qquad [4.80]$$

Todas las variables ya fueron definidas.

$$V = \frac{\zeta}{X_m} \qquad [4.81]$$

Según la ecuación 4.81, los límites del rango de variación (*V*) posible del parámetro en cuestión se establecen de manera que sea muy poco probable (nominalmente del orden de uno entre mil) que el parámetro correspondiente quede fuera de dicho intervalo.

Para establecer ciertos modelos probabilísticos de la variabilidad de los datos del terreno es preciso que, como mínimo, se incluya un valor suficientemente preciso del coeficiente de variación.

Los coeficientes de variación que se indiquen en el informe geotécnico deben adscribirse a zonas concretas del terreno y han de asignarse únicamente a los parámetros geotécnicos que hayan de usarse directamente en los cálculos. No es necesario hacerlo para aquellos parámetros auxiliares tales como son las propiedades índices.

El coeficiente de variación “V”, debe determinarse mediante estudios estadísticos de los resultados, como se formuló anteriormente.

A manera de información de referencia, mediante la ecuación 4.82, se indica el siguiente valor aproximado del coeficiente de variación (v):

$$V = \frac{\text{Valor máximo estimado - Valor mínimo estimado}}{\text{n Valor medio}} \qquad [4.82]$$

Donde: n: Número adimensional que puede oscilar, según los casos, dentro del rango de 4 a 6 (MOPU, 2005).

A título orientativo, también el ROM 0.5-5 presenta algunos valores típicos del coeficiente de variación, los cuales se presentan en la Tabla 4.78 de acuerdo con el parámetro geotécnico analizado.

Tabla 4.78. Unidades de referencia recomendadas y valores aproximados del coeficiente de variación de los parámetros geotécnicos para terrenos normalmente homogéneos (MOPU, 2005)

PARÁMETRO	SÍMBOLO	UNIDAD DE REFERENCIA RECOMENDADA	COEFICIENTE DE VARIACIÓN TÍPICA
Pesos unitarios secos	γ_d	kN/m^3	0,05
Humedades	w	%	0,10
Ángulo de fricción (tangente)	$tg\phi$	Adimensional	0,07
Cohesión	C	kPa	0,10
Resistencia al corte sin drenaje	C_U, S_U	kPa	0,15
Resistencia a compresión simple, suelos	q_u	MPa	0,15
Resistencia a compresión simple, rocas	R_C	MPa	0,20
Resistencia por punta de ensayos de penetración estática	q_c	MPa	0,15
Presión limite, ensayos presiométricos	P_l	MPa	0,15
Índice N(SPT)	N	Adimensional	0,15
Módulo de elasticidad	E	MPa	0,30
Módulo de Poisson	μ	Adimensional	0,05
Presión de preconsolidación	P_C	MPa	0,15
Índices de compresión	C_C, C_S	Adimensional	0,10
Coeficiente de consolidación	C_V	cm^2/s	0,50

Ejemplo 2

Hallar la humedad natural representativa de un estrato de arena, sobre el cual se realizaron 10 perforaciones obteniendo los resultados que se muestran en la siguiente Tabla:

PERFORACIÓN	w(%)
1	32
2	29
3	28
4	28
5	33
6	28
7	29
8	31
9	33
10	30

Solución

HUMEDAD NATURAL REPRESENTATIVA (W%)	
Σ	301
n	10
X_m	30,1
ξ	2,024845673
V	0,06727062
n	5
V_a	0,03
W(%)	30,1

Como se observa el valor de humedad natural representativo es 30,1% y está dentro del rango de variación sugerido por la ROM 0,5-5 de 0,10 para humedades.

Ejemplo 3

Hallar el peso unitario seco representativo de un estrato de arcilla de baja plasticidad del cual se obtuvieron ocho (8) muestras así:

MUESTRA	γ_d (kN/m^3)
1	13,90
2	14,30
3	14,10
4	13,80
5	14,00
6	13,90
7	14,50
8	13,80

Solución

PESO UNITARIO SECO γ_d (kN/m^3)	
REPRESENTATIVA	
Σ	112,3
n	8
X_m	14,0375
ξ	0,250356888
V	0,017834863
n	5
V_a	0,01
γ_d (kN/m^3)	14,0375

Al igual que el ejemplo anterior el valor de peso unitario seco representativo es 14,03 kN/m^3 y está dentro del rango de variación sugerido por la ROM 0.5-5 de 0. 05 para pesos unitarios secos.

En cuanto al uso de correlaciones, va a estar siempre enmarcado dentro de un contexto de variabilidad e incertidumbre.

Las correlaciones presentadas se basan en el análisis de regresión estadística entre la propiedad ingenieril y el estado de esfuerzo del material; por lo tanto el Ingeniero diseñador nunca debe dejar de considerar que estas son aproximadas.

El uso de las correlaciones debe ser tomado con mucho cuidado. Las diferencias entre las propiedades halladas y las reales de un tipo de suelo específico muchas veces son significativas.

Resultan más confiables, cuanto mayor sea la experiencia de quien las utiliza, ya que las correlaciones empíricas constituyen una buena base para el control o la estimación de las propiedades, o para verificar la compatibilidad de los ensayos de campo y el resultado de las pruebas de laboratorio.

En ninguna circunstancia el uso de correlaciones geotécnicas pretende substituir la ejecución de ensayos en el sitio o en el laboratorio. La finalidad principal es proporcionar una herramienta adicional al diseñador, que una vez calibradas con las condiciones locales del terreno donde desarrollará su proyecto, va a enriquecer su diseño final.

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

BERRY, P. y REID, D. 1993. *Mecánica de Suelos.* s.l. : McGraw-Hill, 1993.

BILLINGS, M. P. 1994. *Geología Estructural.* Cuarta edición. Buenos Aires : Editorial Universitaria de Buenos Aires - EUDEBA, 1994.

BOGGS, S. Jr. 1992. *Petrology of Sedimentary Rocks.* New York, Oxford, Singapore, Sydney : Maxwell Macmillan International, 1992.

DAS, BRAJA M. 2005. *Fundamentals of Geotechnical Engineering.* Tercera ed. 2005.

DUQUE, G. 2002. *Manual de Geología para Ingenieros.* Manizales : Universidad Nacional de Colombia, 2002.

DUQUE-ESCOBAR, Gonzalo. 2007. Aspectos Geofísicos y amenazas naturales en los Andes de Colombia. *1er Congreso Internacional de desempeño humano en altura.* Manizales : s.n., 2007.

GONZÁLEZ DE V., L. I. 2002. *Ingeniería Geológica.* Madrid : Pearson Educación, 2002.

GONZÁLEZ, A. J. 1999. *Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT.* Bogotá D.C. : X Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana, 1999.

HOEK, E. 2007. *Practical Rock Engineering.* Toronto : Rocscience, 2007.

INVIAS, INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. 2008. *Especificaciones generales de construcción de carreteras y normas de ensayos para materiales de carreteras.* Bogotá D.C. : s.n., 2008.

MOPU, MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO. DIRECCIÓN GENERAL DE PUERTOS Y COSTAS. 2005. *Recomendaciones para Obras Marítimas y Portuarias.* Madrid : s.n., 2005. ROM 0.5-05.

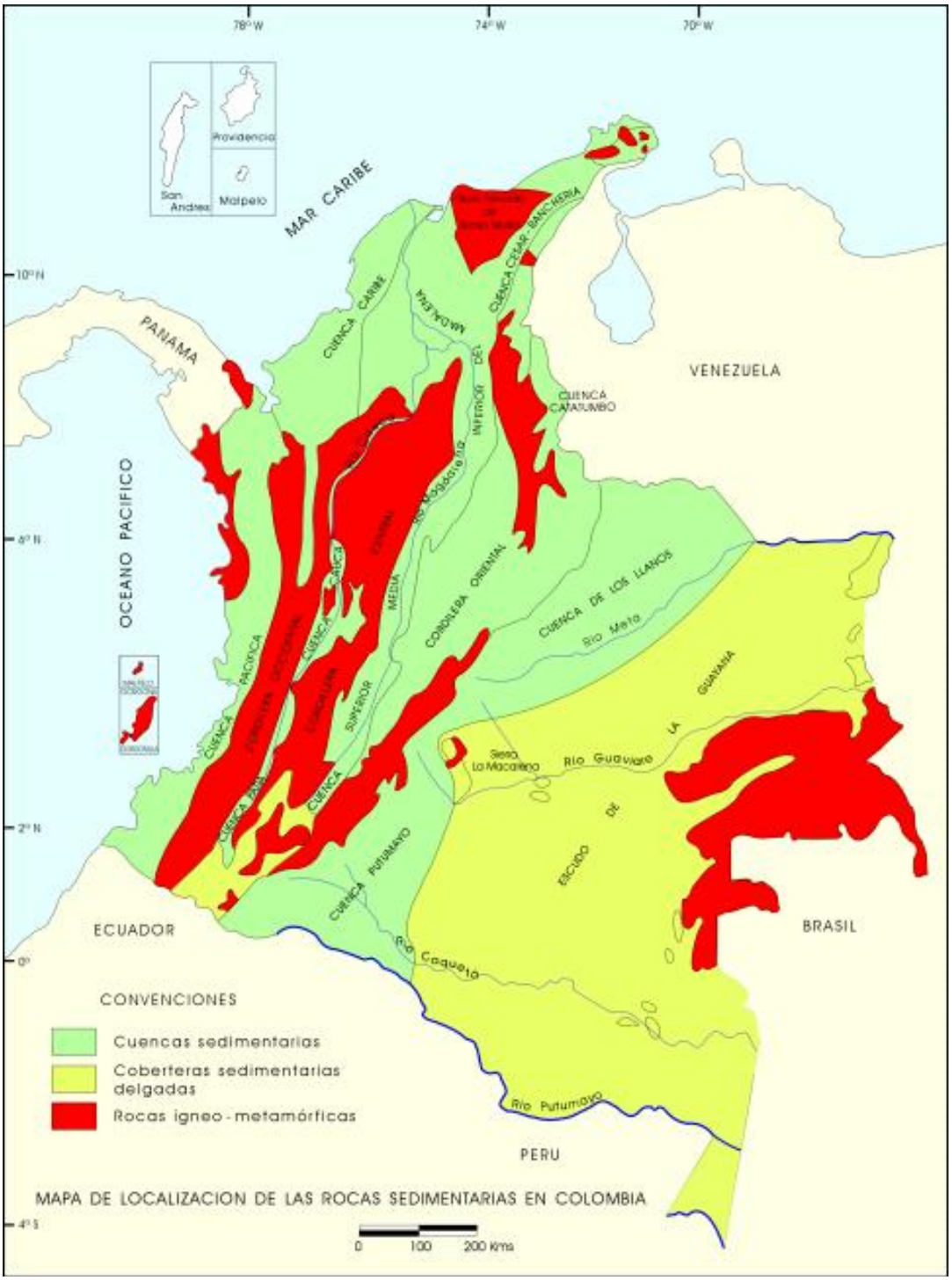
NSR-10, MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL-Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones Sismo resistentes. 2010. *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente.* Bogotá D.C. : s.n., 2010.

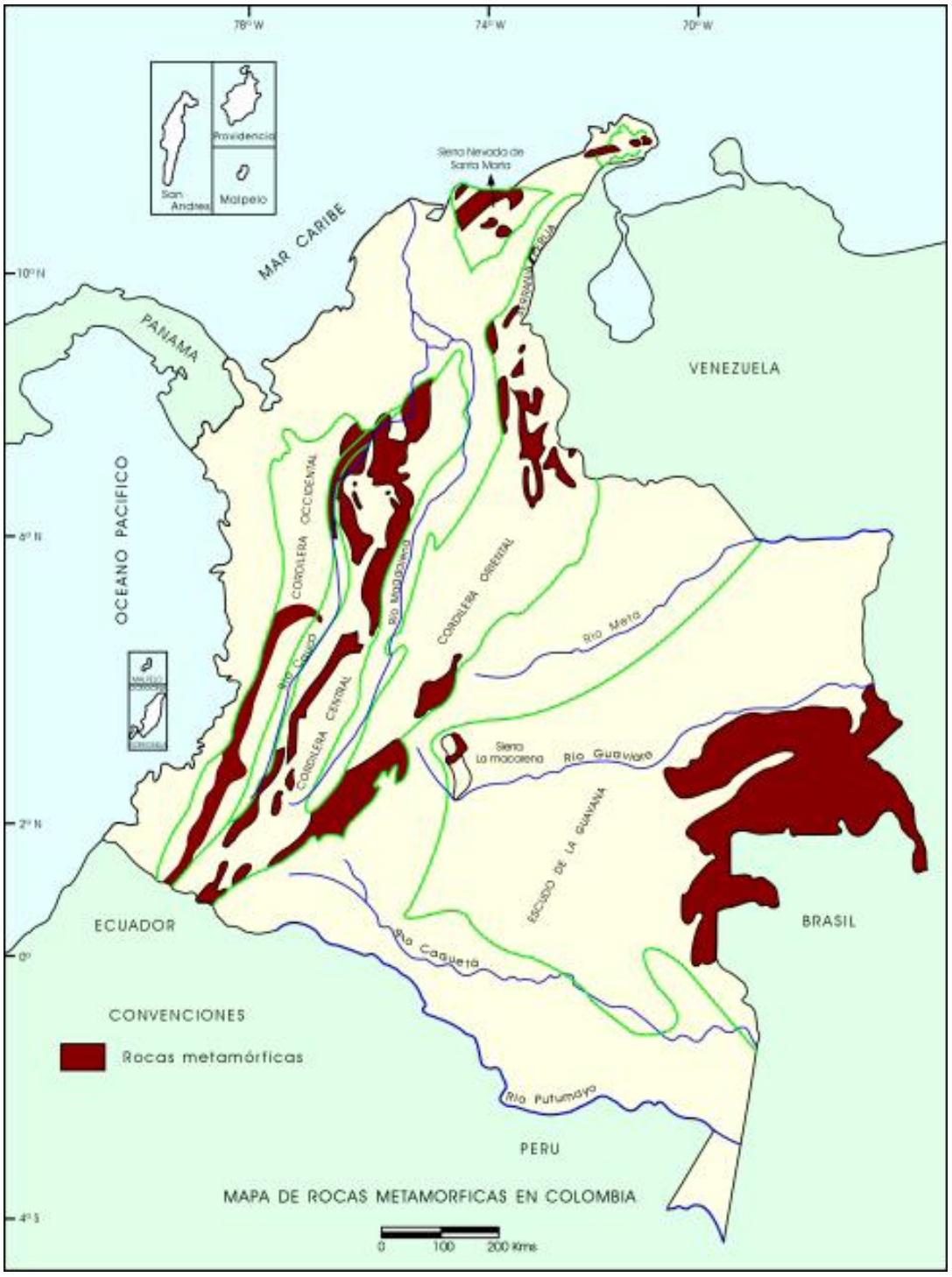
PECK, RALPH, HANSON, WALTER y THORNBURN, THOMAS. 2004. *Ingeniería de Cimentaciones.* Segunda edición. México D. F. : Editorial Limusa, 2004.

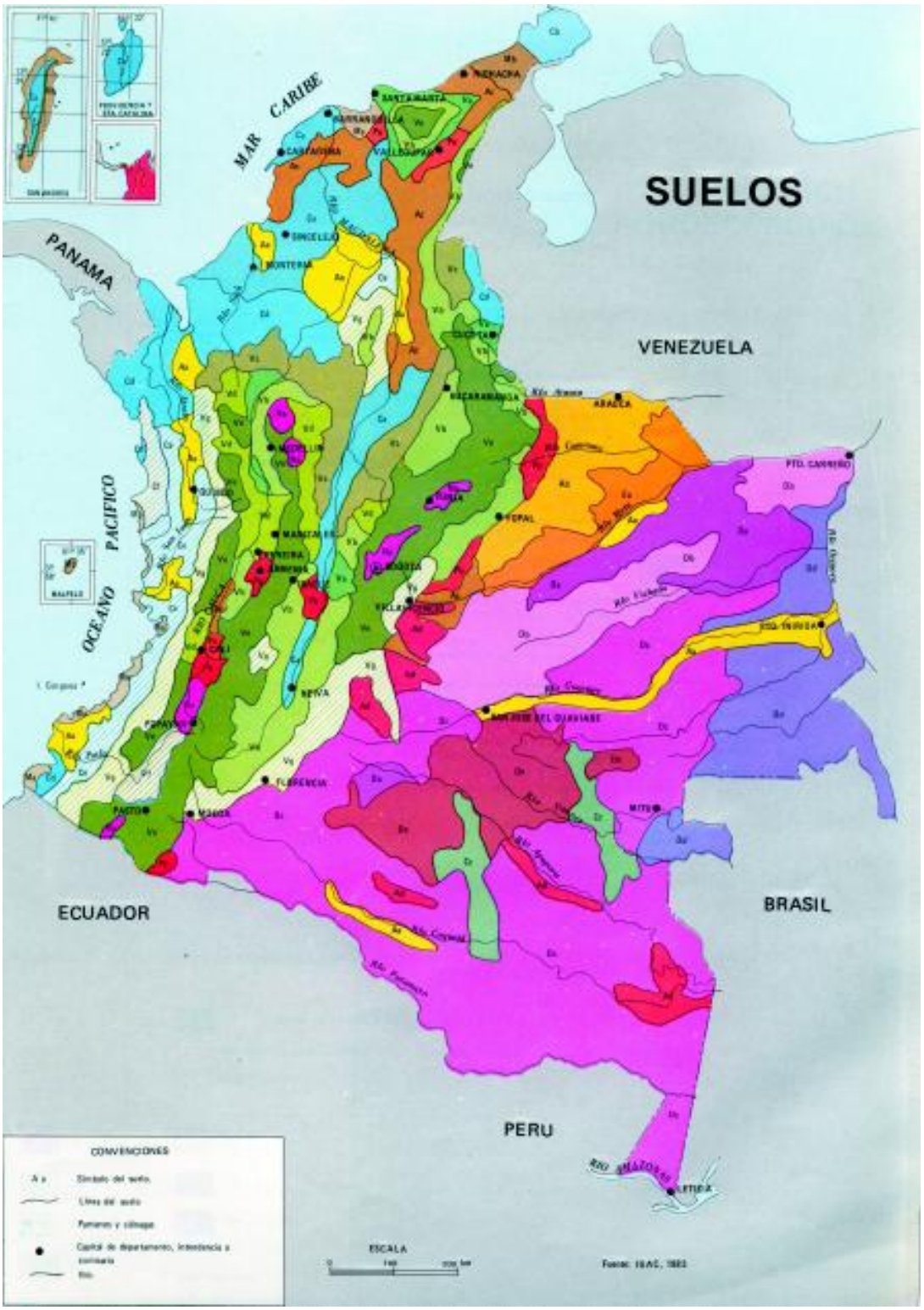
PLAZA, O. 2005. *Geología Aplicada.* Madrid : Editorial Complutense, Universidad Politécnica de Madrid, 2005.

RICO, ALFONSO y DEL CASTILLO, HERMILIO. 1984. *La Ingeniería de suelos en ls Vías Terrestres.* México D. F. : Limusa, 1984. Vol. 1.

ANEXO A


78° W
74° W
70° W
10° N
6° N
2° N
0°
4° S
Providencia
San Andres
Malpelo
MAR CARIBE
PANAMA
VENEZUELA
ECUADOR
PERU
BRASIL
OCEANO PACIFICO
CUENCA CARIBE
CUENCA CESAR - RANCHERIA
CUENCA CATATUMBO
CORDILLERA ORIENTAL
CUENCA DE LOS LLANOS
Rio Meta
Rio Guaviare
Sierra La Macarena
ESCUDO DE GUAYANA
CUENCA PUTUMAYO
Rio Caqueta
Rio Putumayo
CONVENCIONES
Cuencas sedimentarias
Coberteras sedimentarias delgadas
Rocas igneo - metamórficas
MAPA DE LOCALIZACION DE LAS ROCAS SEDIMENTARIAS EN COLOMBIA
0
100
200 Kms


78° W
74° W
70° W
Providencia
San Andres
Malpelo
Sierra Nevada de Santa Marta
MAR CARIBE
10° N
PANAMA
VENEZUELA
OCEANO PACIFICO
8° N
CORDILLERA OCCIDENTAL
RIO CAUCA
RIO MAGDALENA
CORDILLERA CENTRAL
CORDILLERA ORIENTAL
Rio Meta
Sierra La macarena
Rio Guaviare
ESCUDO DE LA GUAYANA
2° N
ECUADOR
BRASIL
0°
Rio Caqueta
CONVENCIONES
Rocas metamórficas
Rio Putumayo
PERU
MAPA DE ROCAS METAMORFICAS EN COLOMBIA
4° S
0
100
200 Kms



Mapa de los diversos suelos existentes en Colombia (Tomado del Instituto Geográfico Agustín Codazzi, 1983)

EXPLICACION DE LOS SIMBOLOS

SUELOS DE LAS FORMAS LITORALES

Ma — Suelos de playas, barras marinas, marismas y otras formas litorales.

Mb — Suelos de clima seco, derivados de calizas coralíferas y depósitos espesos de arena.

SUELOS DE LAS FORMAS ALUVIALES Y/O LACUSTRES.

Aa — Suelos desarrollados en áreas aluviales mal drenadas.

Ab — Suelos mal drenados, desarrollados en la llanura aluvial de desborde de la Orinoquia.

Ac — Suelos localizados en climas secos y húmedos, ocupando terrazas, diques, vegas y planicies fluvio lacustres.

Ad — Suelos bien drenados, ubicados en climas húmedos y en sectores secos; desarrollados en terrazas antiguas y vegas recientes. (Orinoquia - Amazonia).

SUELOS DE LA PLANICIE EOLICA

Ea — Suelos poco evolucionados, formados en depósitos eólicos de arenas y limos.

SUELOS DE LA ALTILLANURA

Da — Suelos de clima predominantemente seco, desarrollados a partir de sedimentos finos, en relieve plano a ligeramente ondulado

Db — Suelos de clima generalmente seco, desarrollados a partir de sedimentos finos, en relieve fuertemente ondulado a quebrado (serranías).

Dc — Suelos de clima húmedo y muy húmedo, desarrollado en relieve ondulado a quebrado, a partir de sedimentos finos.

Dd — Suelos de clima húmedo, derivados de materiales arenosos, ígneometamórficos, en relieve plano a ondulado.

De — Suelos de clima húmedo, desarrollados a partir de sedimentos finos, en relieve plano a ligeramente ondulado.

SUELOS DE PLANICIE ALUVIAL DE PIEDEMONTE (ABANICOS)

Pa — Suelos de clima cálido seco y ocasionalmente medio.

Pb — Suelos de clima cálido desarrollados a partir de arcillolitas y/o cenizas volcánicas.

SUELOS DE COLINAS

Ca — Suelos de clima cálido seco, en relieve ondulado.

Cb — Suelos de clima cálido muy seco, en relieve plano a quebrado.

Cc — Suelos de clima cálido húmedo (Orinoquia-Amazonia)

Dd — Suelos de clima cálido húmedo y muy húmedo, en relieve ondulado a muy quebrado.

Ce — Suelos de clima cálido pluvial, en relieve ondulado a quebrado.

Cf — Suelos de clima cálido pluvial, en relieve muy quebrado a escarpado.

SUELOS DE CORDILLERA

Va — Suelos de clima cálido seco y ocasionalmente templado, en relieve quebrado.

Vb — Suelos de clima templado húmedo, en relieve ondulado a quebrado.

Vc — Suelos de clima cálido húmedo y muy húmedo, en relieve quebrado a muy quebrado.

Vd — Suelos de clima templado húmedo en relieve fuertemente ondulado a quebrado, derivados o no de cenizas volcánicas.

Ve — Suelos de clima frío y muy frío (páramos), húmedo y muy húmedo, en relieve fuertemente ondulado a quebrado, derivados o no de cenizas volcánicas.

Vf — Suelos de clima seco, en diferentes pisos térmicos y de relieve escarpado.

Vg — Suelos de clima húmedo, muy húmedo y pluvial, en diferentes pisos térmicos, en relieve muy quebrado a escarpado.

ALTIPLANOS

Na — Son suelos de clima frío seco y húmedo, en relieve ondulado a fuertemente ondulado, derivados o no de cenizas volcánicas.

5

ASPECTOS A CONSIDERAR EN LA SELECCION Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 5. ASPECTOS A CONSIDERAR EN LA SELECCIÓN Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN **5-1**

5.1. CIMENTACIONES TÍPICAS **5-2**

5.1.1. Cimientos aislados (zapatas aisladas) 5-4

5.1.2. Cimientos continuos (zapatas continuas) 5-5

5.1.3. Placas 5-6

5.1.4. Cimentaciones compensadas 5-8

5.1.5. Cimentaciones compensadas con pilotes a fricción 5-9

5.1.6. Pilotes de resistencia por punta 5-11

5.1.7. Pilotes prebarrenados 5-14

5.1.8. Cimentaciones en roca 5-15

5.1.9. Otros tipos de cimentaciones 5-16

5.2. SOCAVACIÓN Y EROSIÓN **5-18**

5.2.1. Erosión 5-18

5.2.1.1. Ecuación universal de erosión 5-22
5.2.1.2. Erosión interna 5-23
5.2.1.3. Erosión externa 5-24

5.2.2. Socavación 5-26

5.2.2.1. Control de la Socavación 5-28

5.3. OTRAS CONSIDERACIONES **5-29**

5.3.1. Suelos de difícil comportamiento 5-29

5.3.2. Variabilidad en la estratigrafía 5-30

5.3.3. Manejo de asentamientos 5-32

5.3.4. Superposición de esfuerzos 5-32

5.3.5. Variación del nivel freático 5-33

5.3.5.1. Suelos arcillosos blandos 5-33
5.3.5.2. Suelos arcillosos duros y consolidados 5-34
5.3.5.3. Suelos arenosos 5-34

5.3.6. Efectos de corrosión 5-35
5.3.7. Efectos térmicos 5-35
5.3.8. Efectos dinámicos o sísmicos 5-36
5.3.9. Árboles 5-37
5.4. CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN ENTRE CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS 5-38
5.5. DIAGRAMA DE FLUJO 5-39
BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA 5-41

CAPÍTULO 5. ASPECTOS A CONSIDERAR EN LA SELECCIÓN Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Todas las estructuras de fundación tienen una característica fundamental en común, que es proporcionar un medio por el que se puedan transmitir las cargas de servicio y las cargas últimas de la estructura al medio geológico. La conveniencia de los diversos tipos de fundaciones es gobernada por los requisitos de las cargas (tipo de estructura, materiales a utilizar, diseño arquitectónico y estructural, etc.), las condiciones geológicas específicas del sitio, la accesibilidad del sitio, la topografía del sitio, las restricciones económicas, y la proximidad de instalaciones existentes tales como edificios y vías, así como consideraciones del sitio en cuanto a restricciones del ruido.

El arte de diseñar la mejor y más económica cimentación para un proyecto, depende enormemente de una cuidadosa investigación para la ingeniería de cimentación. El estudio de suelos es la fuente primaria para la información sobre las fundaciones de la estructura en un proyecto, este informe es presentado de acuerdo a lo previsto en el Capítulo 3 de este documento, y a los requisitos de la NSR-10 literal H.2.2.2 — Estudio geotécnico definitivo. El estudio debe considerar los aspectos ambientales y la compatibilidad de las condiciones ingenieriles del subsuelo con el tipo de cimentación; los índices cualitativos y las características mecánicas del suelo del sitio en el cual se desarrollará el proyecto. Este conocimiento preliminar permitirá emitir un juicio del comportamiento del suelo bajo la carga aplicada, y luego analizar el probable comportamiento de los diferentes sistemas estructurales de la cimentación, y así poder seleccionar la más apropiada.

El ingeniero del proyecto debe seleccionar el tipo apropiado de la fundación basado en los datos y las recomendaciones contenidos en el informe. El estudio de suelos puede incluir recomendaciones y datos de ingeniería para varios tipos de fundaciones. En este caso, las condiciones de campo y/o las restricciones económicas determinarán generalmente el tipo de la fundación.

En la selección del tipo de cimentación, además de la evaluación cuantitativa y cualitativa de muchos factores, entre los que se destacan la estimación de la capacidad de carga y de los asentamientos de las cimentaciones, cuyos conceptos teóricos se encuentran en los capítulos 6 y 7 de este Manual, hay

un determinante muy importante y relevante para tomar una buena decisión, que es la experiencia del ingeniero de cimentaciones. Cuando un ingeniero experimentado empieza a analizar un proyecto nuevo, casi instintivamente desecha los tipos más inadecuados de cimentaciones, y se concentra en los más prometedores, estudia la compatibilidad de la cimentación de estos con las características de la obra (condiciones geológicas, sísmicas, estructurales, arquitectónicas y económicas). Se presentan en este documento algunos criterios para la selección del tipo de cimentación, para brindar herramientas de toma de decisión tanto a los ingenieros experimentados como a los que no lo son.

Este capítulo brinda al profesional en geotecnia, una serie de criterios y posibilidades, que le permiten seleccionar el tipo de cimentación, mediante la verificación de una serie de características propias de cada tipo de cimentación, superficial o profunda, a la luz de su comportamiento ante las condiciones del subsuelo y las acciones externas.

5.1. CIMENTACIONES TÍPICAS

Se revisarán las estructuras típicas de cimentación, que pueden ser usadas en conjunto con las condiciones del suelo, y que satisfagan los requisitos de carga y asentamientos diferenciales. Entonces se debe tener claro que la selección del tipo de cimentación obedece a dos importantes aspectos mecánicos que son: la capacidad portante del suelo debido a la carga aplicada y los asentamientos totales y diferenciales, que deben ser compatibles con la cimentación seleccionada, el tipo de superestructura y las restricciones arquitectónicas del proyecto.

Las especificaciones de estos aspectos mecánicos son dadas por la NSR-10, en su Título H, que factor de seguridad se deberá usar para la determinación de la capacidad portante neta de seguridad, los asentamientos totales y diferenciales máximos.

En general se deberán tener en cuenta como mínimo los siguientes pasos en la selección del tipo de cimentación, pero siempre contando con un factor importante en la toma de decisión, que es la experiencia del ingeniero geotecnista, basado en la mecánica de suelo y la geología, así:

a) Realización del estudio de suelos:

- Obtener información mínima del proyecto, características de la estructura y de las cargas que se van a transmitir al suelo.

- Determinar las condiciones del suelo de manera general.

- Determinación de los parámetros índice de suelo.

b) Qué tipo de cimentación soluciona el problema que se plantee:

- Considerar brevemente cada uno de los tipos comunes de cimentación, para evaluar si puede construirse bajo las condiciones existentes; si son capaces, de soportar las cargas necesarias, y si pueden experimentar asentamientos perjudiciales. En este paso se descartan los tipos de cimentación evidentemente inadecuados.

- Realizar estudios más detallados y en algunas ocasiones propuestas preliminares de las alternativas más probables. En este paso se puede requerir de información adicional respecto a las cargas y condiciones del suelo, para poder definir dimensiones previas de las zapatas o pilotes.

c) Investigar cuantitativamente el comportamiento esperado del tipo de cimentación seleccionada:

- Evaluación de la capacidad portante para los tipos de cimentación propuestas, corroborando las dimensiones de cada una.

- Además de evaluar las dimensiones de las cimentaciones propuestas, también se puede requerir de una estimación previa de los asentamientos, para predecir el comportamiento de la estructura.

d) El tipo de cimentación seleccionada deberá ser la opción más económica, que además cumpla con los requisitos de asentamientos totales y diferenciales. Realizar una estimación del costo de cada alternativa propuesta de cimentación, y elegir el tipo que represente la menor relación costo/beneficio.

A continuación se presentan las características geotécnicas y no geotecnicas de las cimentaciones típicas que afectan la selección del tipo de cimentación.

5.1.1. Cimientos aislados (zapatas aisladas)

Al referirse a zapatas, generalmente se está hablando de una base rectangular rígida de concreto, de dimensiones B y L, en la cual la relación B/L no excederá el valor 1.5. La estructura de la cimentación soportará la carga transmitida por una columna, en las dimensiones seleccionadas, al igual que los asentamientos esperados (Figura 5.1).

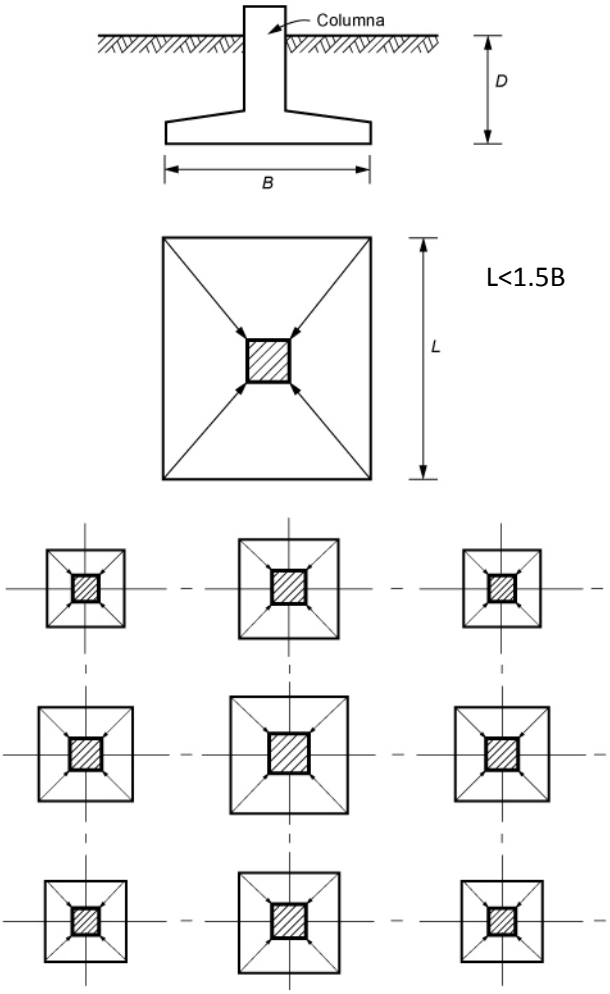


Figura 5.1. Cimentación aislada (ZEEVAERT, 1973)

En este caso, cada zapata trabaja independientemente, siendo un aspecto importante la verificación de los asentamientos diferenciales máximos

permitidos, obviamente que los asentamientos totales también se deben verificar.

El uso de este tipo de cimentación es virtualmente ilimitado. Las consideraciones geológicas incluyen el perfil del suelo, la localización del nivel freático y cualquier fluctuación potencial. Las consideraciones que no son geológicas, incluyen el tamaño y la forma de la zapata, las estructuras adyacentes, y las utilidades financieras.

En general este tipo de cimentación, puede ser utilizado en suelos de baja compresibilidad, en estructuras donde los asentamientos diferenciales puedan ser controlados con superestructuras flexibles, o se incluyan en el diseño juntas que permitan asumir los asentamientos diferenciales sin ocasionar daños a la construcción. El terreno debe tener una resistencia media a alta, sin intercalaciones blandas en la zona de influencia de cada cimentación (bulbo de esfuerzos), o en la afectada por la superposición de esfuerzos de zapatas adyacentes. Cuando no existe el efecto de superposición (grandes luces) se pueden aprovechar capas superficiales resistentes (costras desecadas o cementadas, terrazas compactas, etc.) aunque debajo existan depósitos de menor resistencia y mayor compresibilidad.

La mejor situación para el uso de zapatas aisladas, es cuando el terreno posee cohesión suficiente para mantener verticales las excavaciones, no existe afluencia de agua y el nivel de apoyo se encuentra a menos de 1.5 m bajo la superficie. En condiciones más desfavorables se han construido zapatas en terrenos inestables con profundidades de 3 a 4 metros, con entibación y extracción del agua, pero en estos casos suelen ser menos costosas cimentaciones como las placas o los pilotes.

5.1.2. Cimientos continuos (zapatas continuas)

Este tipo de cimientos es usual, cuando es necesario controlar dentro de ciertos límites la magnitud de los asentamientos diferenciales entre columnas soportadas en zapatas, y cuando se encuentran suelos de media a baja compresibilidad.

Un cimiento continuo, se compone de dos o más columnas en una viga del mismo ancho (Figura 5.2), en el cual los asentamientos diferenciales pueden ser controlados por la rigidez de la estructura.

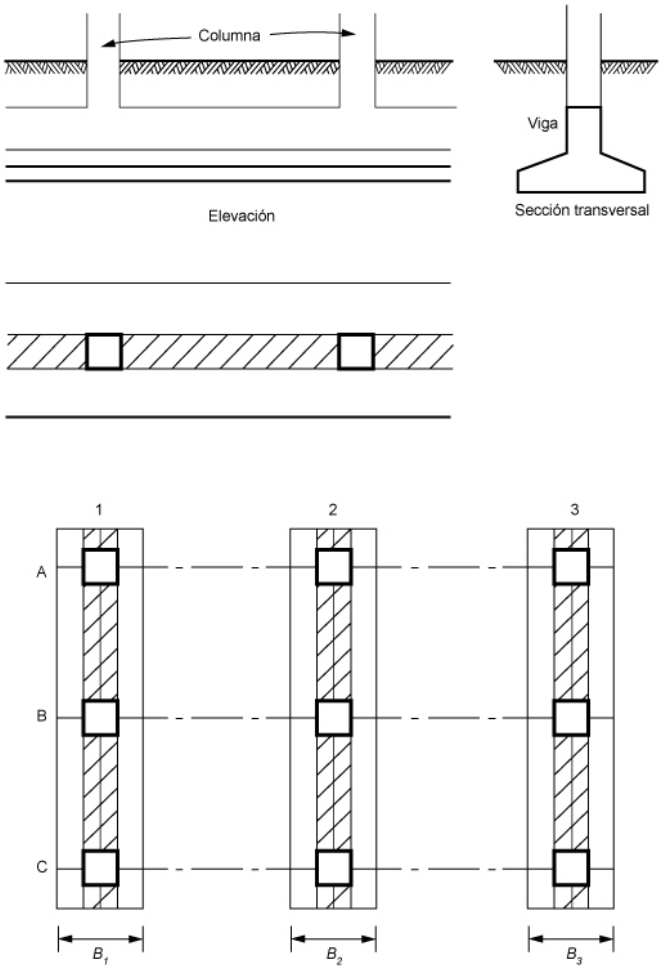


Figura 5.2. Cimentación continua (ZEEVAERT, 1973)

Este tipo de cimentación es utilizado en el caso de suelos de pobres características, y compresibilidad media, donde se hace necesario el control de los asentamientos diferenciales entre columnas.

5.1.3. Placas

Este tipo de cimentación se utiliza cuando las cargas son altas y el cimiento continuo ocupará más del 50% del área del terreno en el cual se piensa construir, pudiendo ser una medida más económica cubrir la totalidad del área (Figura 5.3).

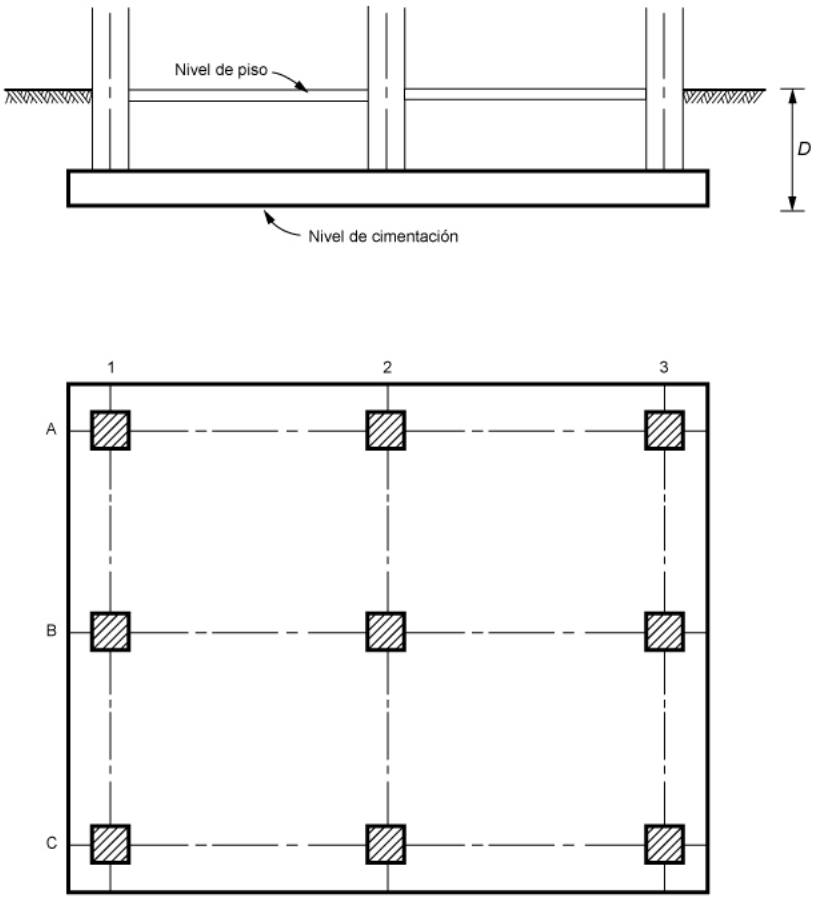


Figura 5.3. Placa flotante (ZEEVAERT, 1973)

En este caso la carga total es asumida uniformemente distribuida en el área total de la superestructura. La reacción del suelo es determinada con base en la capacidad portante neta de seguridad, y los asentamientos totales y diferenciales pueden ser investigados considerando la rigidez de la placa; sin embargo, la flexibilidad de la placa es importante para tener economía, obviamente con observación de cuáles son los asentamientos diferenciales máximos permitidos.

Este tipo de cimentación puede ser usado generalmente en depósitos de media compresibilidad, y en algunos casos, en depósitos de alta y muy alta compresibilidad, es un tipo de cimentación eficiente en la reducción de los asentamientos diferenciales.

5.1.4. Cimentaciones compensadas

Tipo de cimentación utilizada en suelos de media, alta y muy alta compresibilidad, y baja capacidad portante. Este tipo de cimentación requiere de la construcción de un “box” monolítico (Figura 5.4). Cuando el nivel freático está cerca de la superficie es necesario considerar el efecto de flotación en el diseño de la cimentación.

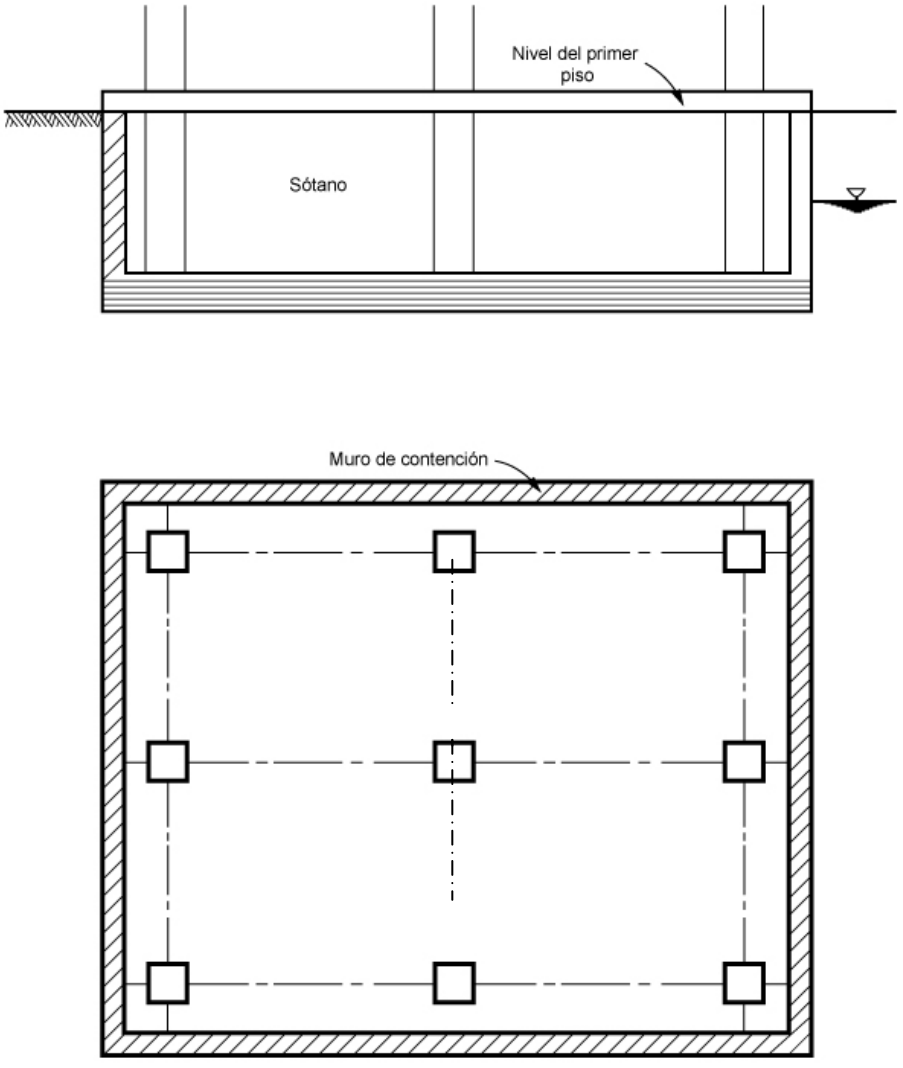


Figura 5.4. Cimentación compensada (ZEEVAERT, 1973)

La compensación de la fundación debe tener en cuenta los siguientes aspectos, para poder equilibrar el peso total de la construcción:

- La sustitución del peso sumergido de los sólidos.

- El efecto de flotación por el peso del líquido desplazado.

El volumen del concreto utilizado en la construcción del box que conforma la estructura de la cimentación, desplazará el peso de un líquido, que de acuerdo con el principio de Arquímedes, contribuirá en la flotación de la cimentación, reduciendo la carga aplicada a la fase sólida.

El diseño de la cimentación compensada, generalmente considera una estructura rígida, por lo tanto controla así los asentamientos diferenciales. La carga de la construcción, será compensada por medio de una excavación suficientemente profunda para permitir la obtención de la capacidad de carga necesaria, y la reducción de los desplazamientos verticales a magnitudes que sean satisfactorias.

El comportamiento mecánico de la cimentación se controla a través de la fase sólida debido a los cambios en los esfuerzos efectivos en el suelo. El principio fundamental, de este tipo de cimentación, es lograr el mínimo de cambio en los esfuerzos efectivos durante la excavación y construcción de la estructura de la cimentación.

Adicionalmente, el uso de este tipo de cimentación se puede dar cuando:

- El terreno firme se encuentra a una profundidad demasiado grande para construir zapatas convencionales pero no lo suficiente para obligar el empleo de pilotes, aproximadamente entre 3 y 6 m.

- La obra es tan pequeña que razones de espacio o económicas no justifican recurrir a un pilotaje.

- Existen esfuerzos horizontales que hay que absorber con la colaboración del terreno (empuje pasivo).

5.1.5. Cimentaciones compensadas con pilotes a fricción

Cuando una cimentación compensada, como la descrita anteriormente, no es suficiente para soportar las cargas con los asentamientos totales permitidos,

para mejorar la rigidez de la cimentación, se pueden usar pilotes a fricción adicional al principio de compensación.

Este tipo de cimentación es usado en depósitos de alta y muy alta compresibilidad, extendiéndose a gran profundidad. Los pilotes refuerzan la parte superior del depósito donde existe alta compresibilidad, por lo tanto el uso de este tipo de cimentación es recomendado para depósitos en donde varíe la compresibilidad, de muy alta en la parte superior a media en la parte inferior (Figura 5.5).

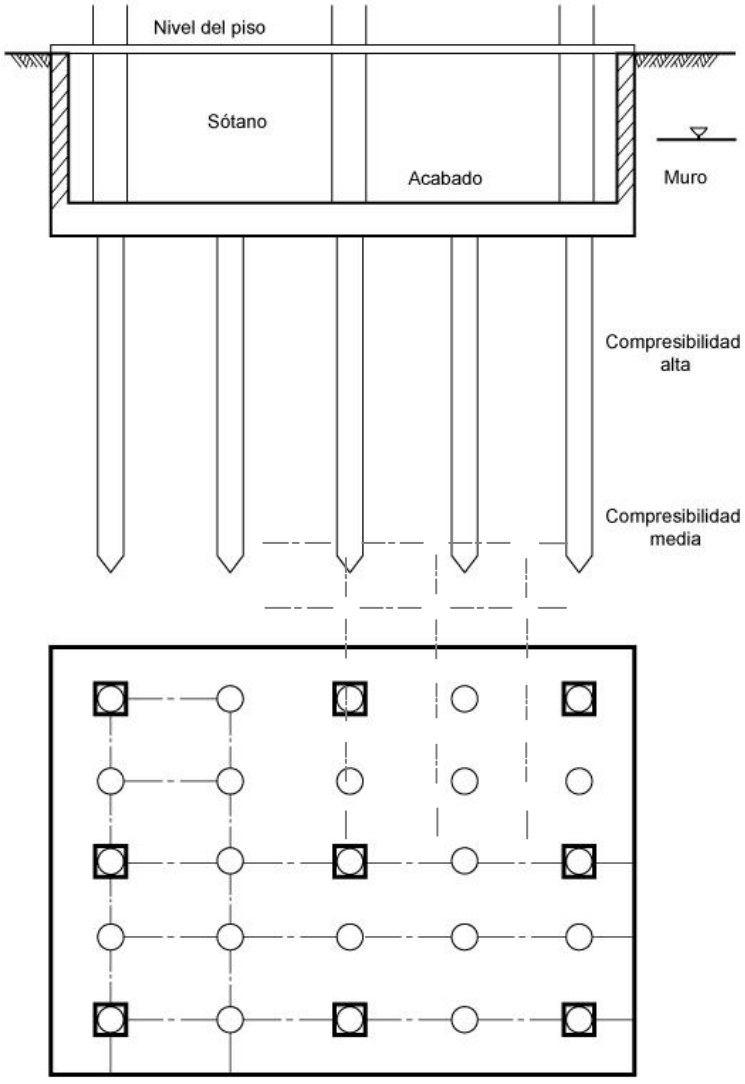


Figura 5.5. Cimentación compensada con pilotes a fricción (ZEEVAERT, 1973)

El asentamiento total de este tipo de cimentación depende principalmente de la forma en que los pilotes desarrollan la fricción, su espaciamiento y su longitud, el procedimiento usado para la excavación, y el control de las condiciones hidráulicas del subsuelo. El beneficio principal de los pilotes, es conservar el estado de confinamiento del suelo, se origina esta condición con la instalación de los pilotes, previa al proceso de excavación.

El uso de este tipo de cimentación, es viable cuando se encuentra alguna de las siguientes condiciones:

- No existe suelo firme a una profundidad alcanzable (>5 m).
- Se quieren reducir o limitar los asentamientos de la estructura.
- Se quiere evitar la incidencia sobre cimentaciones adyacentes.

5.1.6. Pilotes de resistencia por punta

Cuando las cargas a ser soportadas son tan altas que el uso de una cimentación compensada con pilotes a fricción no es suficiente, se requiere de la transferencia de estas cargas a un estrato de mayor competencia, con el uso de pilotes que trabajen por punta.

Este estrato de mayor competencia, tiene baja o muy baja compresibilidad y una alta resistencia al corte. Se pueden diferenciar dos casos del uso de pilotes de resistencia por punta.

El primer caso es reconocido cuando el estrato rígido es encontrado sobre otro de compresibilidad media, en este caso los pilotes deberán ser distribuidos como se muestra en la Figura 5.6. Adicionalmente se deberá realizar la verificación de la capacidad de carga (ver Capítulo 7) de los pilotes por punta en el estrato duro, si el estrato inferior tiene una capacidad portante segura, y también si los valores de asentamientos totales y diferenciales se encuentran dentro de los especificados para este tipo de cimentación.

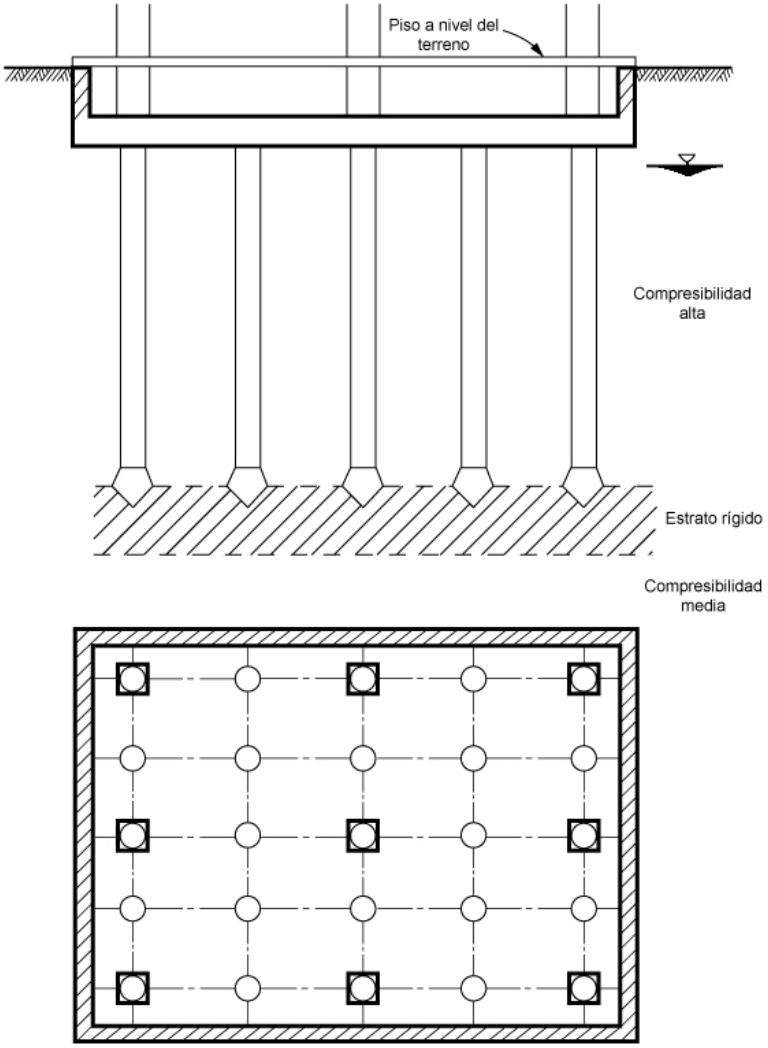


Figura 5.6. Pilotes de carga por punta, en estrato firme sobre estrato de compresibilidad media (ZEEVAERT, 1973)

El segundo caso es reconocido cuando el estrato rígido es de baja compresibilidad y se extiende en profundidad (Figura 5.7). En este caso la solución más económica es usar pequeños grupos de pilotes. Las columnas descansan sobre zapatas aisladas soportadas por los pilotes. La longitud del pilote que penetre en estrato firme desarrolla fricción, y contribuye a la resistencia por punta. La capacidad de carga de los pilotes, depende de las propiedades mecánicas del estrato firme, su resistencia al corte, el espaciamiento de los pilotes, la longitud de penetración en el estrato de cimentación, y el estado de densidad y confinamiento de este estrato.

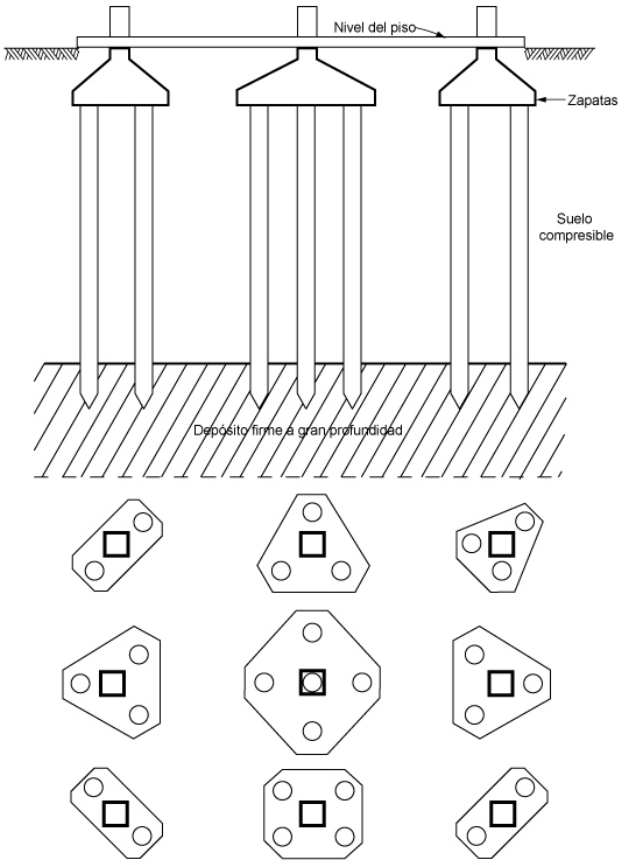


Figura 5.7. Pilotes por punta en grupos, sobre estrato firme extendido en profundidad (ZEEVAERT, 1973)

En este tipo de cimentación es importante reconocer el fenómeno de "fricción negativa" en la evaluación de la capacidad portante, para lo cual el capítulo 7 de este Manual presenta los aspectos teóricos pertinentes. El cálculo de los asentamientos se realiza con los parámetros del estrato firme.

Aunque para el uso de pilotes se consideran ciertas condicionantes geológicas, también se consideran algunos factores para definir el tipo de pilote:

- La naturaleza de las distintas capas del terreno y su resistencia.
- El espesor de terreno a atravesar o la longitud previsible de los pilotes.
- El número de pilares a cimentar o, en definitiva, el volumen de la obra de pilotaje.

- Condiciones especiales como el trabajo en zona urbana, la agresividad del terreno, la existencia de fuerzas horizontales o dinámicas, el riesgo de fricción negativa, etc.

5.1.7. Pilotes prebarrenados

Este tipo de cimentación es utilizado para soportar grandes cargas en depósitos profundos de muy baja compresibilidad (Figura 5.8), su capacidad de carga, y el cálculo de los asentamientos totales y diferenciales depende de las características mecánicas del estrato de soporte donde se apoya la punta de estas columnas.

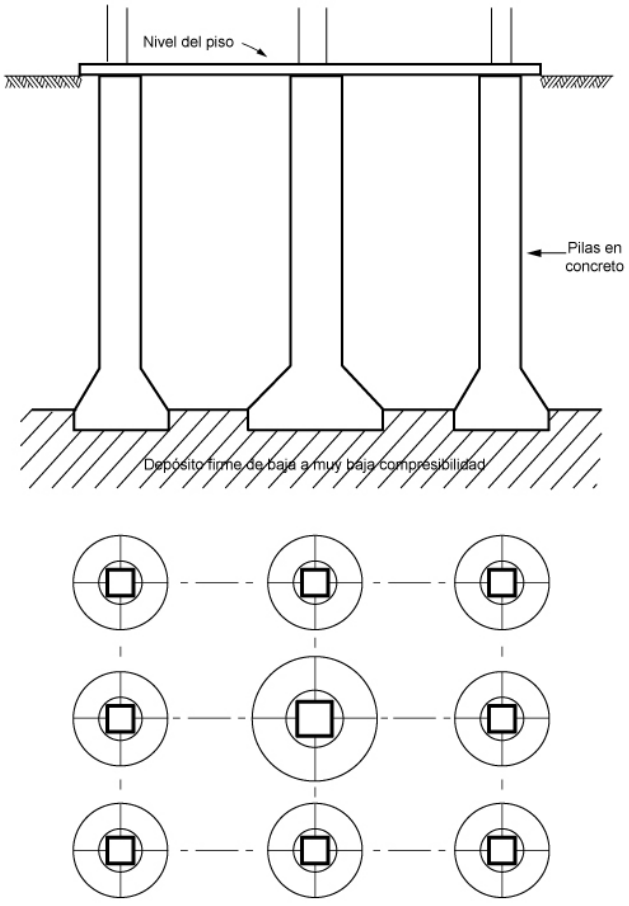


Figura 5.8. Pilas (ZEEVAERT, 1973)

Una pila puede pesar alrededor de 500 toneladas o más, lo que implica que el estrato de cimentación sea de muy baja compresibilidad. El diámetro de la pila puede llegar a ser de un metro o más. La densidad del material donde las

pilas serán cimentadas puede ser afectada por el proceso de excavación y por un incremento del nivel freático; se debe tener cuidado especial cuando la perforación se realice en depósitos de baja cohesión para garantizar la estabilidad de esta.

Esta cimentación consiste en columnas de concreto fundido *in situ* (CIDH). Los pilotes o columnas CIDH se utilizan ampliamente donde se requieren y las condiciones de la fundación permiten su uso. Para la construcción del pilote CIDH, la mezcla de concreto es altamente fluida.

Al realizar los análisis dinámicos de este tipo de cimentación se deberá tener en cuenta el movimiento horizontal, producido debido a un evento sísmico de la masa del suelo de baja compresibilidad que atraviesa la pila, para prevenir la falla estructural de los elementos de la cimentación.

5.1.8. Cimentaciones en roca

El diseño de cimentaciones en roca incluye usualmente, el análisis de capacidad portante, el análisis de asentamientos, y el análisis de estabilidad de taludes. Los análisis de capacidad portante y asentamientos, consideran la capacidad de la roca de fundación para soportar las cargas impuestas sin que se presente falla por capacidad portante y sin deformaciones excesivas o asentamientos no tolerables por la estructura. El análisis de estabilidad de taludes implica la capacidad de la roca de fundación o del talud de resistir las cargas impuestas de corte o de desplazamiento. Ambos análisis deben ser coordinados y satisfechos en un diseño completo.

Los datos básicos que se deben obtener durante la etapa de diseño incluyen rumbos, buzamientos, espesores, continuidad, y composición de todas las fallas y discontinuidades en la fundación; profundidad de la sobrecarga; condición del agua subterránea; profundidad de meteorización de la roca de fundación; litología; propiedades físicas y mecánicas del macizo rocoso (ver Capitulo 4 de este Manual); y condiciones de carga. También deben ser determinados formas y mecanismos de falla potenciales.

Para el análisis de estabilidad de la cimentación, se deben tener en cuenta; el asentamiento admitido para las condiciones de esfuerzos y, la estabilidad ante el deslizamiento. Además, los análisis de fundaciones en roca deben incluir una evaluación de los efectos de la filtración y del relleno; estas

evaluaciones son particularmente importantes para estructuras hidráulicas. Debido a la dificultad en la determinación de la filtración de la roca de fundación, trayectorias de la filtración, y la eficacia de los rellenos, las suposiciones conservadoras se deben utilizar en estas evaluaciones.

5.1.9. Otros tipos de cimentaciones

Como se describieron previamente los principales tipos de cimentación utilizados, se debe tener claro que el uso de cada una de estas cimentaciones obedece a condiciones particulares del suelo, y que la combinación de diferentes tipos de cimentación debe obedecer a la habilidad del geotecnista para satisfacer las condiciones específicas de cada proyecto.

Existen algunas otras condiciones particulares que desarrollan otros tipos de cimentaciones, utilizadas para aplicaciones especiales, por lo tanto su uso es limitado:

- **Micropilotes.** Son pilotes de diámetros pequeños (menores a 30 cm), que son perforados y construidos con concreto reforzado, en estratos de mediana compresibilidad, y trabajan por fricción. En algunos casos se pueden utilizar micropilotes cuya dimensión mínima es la longitudinal (50 a 100 cm).

- **Anclajes.** Aunque un anclaje no se define como un tipo de cimentación, para el caso particular de estructuras de contención, donde no es factible excavar y construir un dentellón para un muro de contención convencional, se hace uso de anclajes para garantizar la estabilidad de la cimentación (Figura 5.9). Las consideraciones geológicas incluyen el perfil de suelos y los problemas corrosivos del suelo. Las consideraciones no-geológicas incluyen las estructuras adyacentes, accesibilidad, y utilidades financieras.

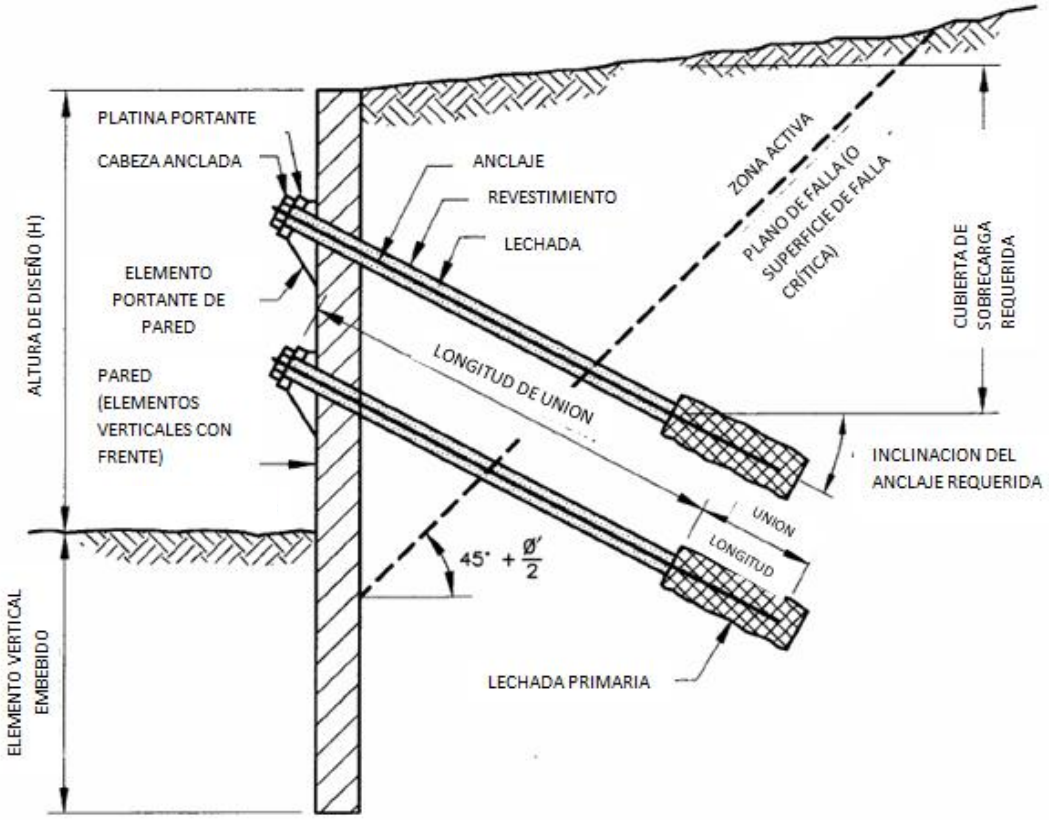


Figura 5.9. Anclajes (Fuente: Elaboración propia)

- **Pilotes a tensión.** Se utilizan para tratar generalmente levantamientos en zonas sísmicas, y por la reacomodación sísmica de las fundaciones de zapatas existentes, donde el levantamiento y el volcamiento deben ser prevenidos.

También es frecuente que la construcción de la cimentación vaya precedida de un tratamiento o mejora del terreno:

- Compactación vibratoria en profundidad, generalmente con adición de grava u otros materiales.
- Inyección de diversos productos (cemento, resinas, gel de sílice, etc.).
- Compactación dinámica superficial.
- Y muchas otras mejoras, que se explican ampliamente en el Capítulo 10 de este Manual, en relación con la estabilización y mejoramiento del suelo.

5.2. SOCAVACIÓN Y EROSIÓN

Generalmente la evaluación de la erosión y la socavación para la selección del tipo de cimentación es usual al tratarse de estructuras cercanas a cuerpos fluviales, tales como puentes y box culvert, o a ser construidas sobre materiales susceptibles a erosión interna. Es indispensable la consideración de este riesgo para la estabilidad de la cimentación, pues de hecho no sólo es uno de los factores que recomienda considerar el Código Colombiano de De Diseño Sísmico de Puentes – CCDSP, sino que el INVIAS exige ser considerado y evaluado para los diseños de la infraestructura vial que lo ameriten.

5.2.1. Erosión

Se presenta de manera breve una descripción de lo que es la erosión; esta consiste en la remoción del material superficial por acción del viento o del agua. El proceso se genera debido a la presencia de agua en las formas pluvial (lluvias) o de escorrentía (escurrimiento), que en contacto con el suelo (las primeras con impacto y las segundas con fuerzas de tracción), vencen la resistencia de las partículas (Fricción o cohesión) del suelo generando el proceso de erosión.

Muchos proyectos de ingeniería exigen la remoción de la vegetación y excavaciones de suelo que dan lugar a problemas ambientales en laderas y cursos de agua por la producción e incorporación de sedimentos a las corrientes, que alteran los ecosistemas naturales y generan gran cantidad de problemas por sedimentación.

La erosión de suelos, la pérdida de suelos y la acumulación de sedimentos son términos que tienen distintos significados en la tecnología de la erosión de suelos. La erosión de suelos es la cantidad bruta de suelo retirado por la acción dispersante de las gotas de lluvia y por la escorrentía (superficial o subterránea). La pérdida de suelo es el suelo desprendido de una pendiente determinada. La producción de sedimentos es el volumen de suelo depositado en un punto que está bajo evaluación.

En la Tabla 5.1, se presentan de manera resumida los procesos de erosión más comunes.

Tabla 5.1. Tipos y efectos de los diferentes procesos de erosión (SUAREZ, 2001)

TIPO	ACCIÓN	EFECTOS
EROSIÓN POR VIENTO: por movimiento del viento	Se ejercen fuerzas de fricción y levantamiento de las partículas del suelo.	– Desprendimiento, transporte y depositación de las partículas del suelo.
EROSIÓN POR LUVIA: la acción de las aguas, con la contribución de otros agentes climáticos, sobre la superficie del interfluvio. nota: las crestas del interfluvio son laderas (naturales) y taludes (construidos).	Saltación pluvial: desalojo y dispersión por gotas de lluvia	– Impacto de la gota de agua. – Reducción de la capa de infiltración. – Destrucción de los poros y de las fisuras del suelo expuesto
	ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL DIFUSO	
	Erosión laminar: arrastre uniforme de capas de suelo a muy corta distancia.	– Escurrimiento de suelos limosos y arenosos. – Es fuente importante de sedimentos.
	ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL CONCENTRADO	
	Surcos de erosión: el escurrimiento concentrado forma pequeños canales paralelos.	– Destrucción de taludes y laderas. – Alto aporte de sedimentos. – Los canales se borran con perfilado y labranza.
	Cárcavas: zanjones profundos y de gran tamaño, por lo tanto son difíciles de controlar.	– Acentuar el relieve promoviendo otras formas de inestabilidad. – Fuente importante de sedimentos. – Corrección de alto costo.
EROSIÓN INTERNA: por flujo subterráneo	**ESCURRIMIENTO SUBSUPERFICAL**	
	Tubificación y cavernas: debilitamiento interno	– Puede originar manantiales, cárcavas y hundimientos
EROSIÓN FLUVIAL	Socavación de fondo	– Profundiza el fondo de los cauces naturales.
	Socavación lateral	– Elimina el soporte de laderas.
	Descarga torrencial	– Efectos devastadores en las márgenes del cauce.
EROSIÓN EN MASA: movimientos de masas importante de suelo	La fuerza de gravedad produce la erosión en masa	– Cambio en la morfología del terreno. – Eliminación de la cobertura vegetal – Diversos tipos de movimientos de suelo en taludes y laderas: reptación, flujos de tierra, avalanchas.

En el Capítulo 4 de este Manual se encuentra la caracterización de los suelos que presentan susceptibilidad a la erosion, así mismo en el título H.9.2 — Suelos dispersivos o erodables, de la NSR-10, se presentan algunas consideraciones a tener en cuenta al encontrarse con suelos susceptibles de erosión. Como no es objeto de este Manual explicar cómo se calcula el potencial de erosión, o la cantidad de suelo que se puede perder, sólo se presentan algunos aspectos a considerar que permitan seleccionar un adecuado tipo de cimentación, desde el punto de vista de erosionabilidad del suelo, el tipo de cimentación deberá ser por lo tanto aquel cuya construcción sea más rápida para disminuir al máximo el intemperismo, y que afecte lo menos posible la capa vegetal.

En el numeral 5.2.1.1 Ecuación universal de erosión, se presentan cuáles son los factores que intervienen en la determinación del potencial de erosión, conociendo de esta manera qué aspectos son importantes de controlar, durante y después del proceso constructivo.

Se presentan en la Tabla 5.2 algunas recomendaciones para el control de la erosión en construcción de carreteras, que pueden minimizar o prevenir la degradación, de manera tal que se pueda garantizar estabilidad al tipo de cimentación seleccionado.

Tabla 5.2. Obras permanentes para el control de erosión en vías terrestres (SUAREZ, 2001 pág. 381)

TIPO DE OBRA	OBJETIVOS	CARACTERÍSTICAS
Conformación de taludes en corte	Disminuir la amenaza de deslizamientos de tierra y erosión.	Pendientes estables para movimientos en masa y para erosión en surcos y cárcavas. Debe complementarse con el control de aguas y la protección de la superficie de los taludes.
Conformación de Terraplenes.	Disminuir la amenaza de hundimientos, falla de la banca y erosión.	Taludes estables de acuerdo a la calidad del material de suelo, contactos estables entre el lleno y la fundación, cimentación y subdrenajes que garanticen la estabilidad.
Bermas y gradas en los taludes	Controlar la erosión en surcos y cárcavas, y mejorar la estabilidad al deslizamiento, tanto en los cortes como en los terraplenes.	Construcción de gradas a bermas que garanticen velocidades aceptables de las aguas de escorrentía sobre el talud. El ancho y pendiente de las bermas deben ser suficientes para captar y conducir el agua a un sitio seguro.

TIPO DE OBRA	OBJETIVOS	CARACTERÍSTICAS
Desvío de aguas arriba de los taludes	Disminuir la escorrentía sobre el talud para evitar la formación de cárcavas y disminuir la infiltración.	Zanjas revestidas de buena capacidad y pendiente, localizadas arriba de la corona, a una distancia que garantice su propia estabilidad.
Control de aguas dentro de los taludes	Evitar la formación de surcos y de cárcavas.	Cunetas, cortacorrientes, o estructuras para interceptar las aguas y/o disminuir la velocidad del flujo.
Cunetas en la vía	Controlar las aguas en la vía y evitarla infiltración y la erosión.	Cunetas revestidas de capacidad suficiente para captar y conducir las aguas de escorrentía provenientes del talud y de la vía.
Bordillos	Controlar la erosión.	Estructuras junto a la cuneta o la vía para evitar que las aguas se escapen y corran sobre los taludes.
Lavaderos	Conducir las aguas recolectadas por las cunetas y evitar la erosión.	Estructuras en forma de canal, la dirección de la pendiente del talud conduce las aguas a estructuras de disipación de energía.
Estructuras de disipación de energía	Conducir las aguas recolectadas y disipar su energía.	Canales rugosos, graderías o cámaras de caída que disipen la energía del agua.
Control de la pendiente de los cauces	Disminuir la erosión en los cauces o cañadas que atraviesan la vía.	Trinchos o estructuras de control de fondo de los cauces que permitan garantizar una pendiente estable.
Protección de la superficie de los taludes y vegetación	Controlar la erosión en surcos y cárcavas.	Revegetalización de la superficie de los taludes, surcos de vegetación, o recubrimientos duros y blandos.
Estructuras colectoras y alcantarillas	Recolectar las aguas controlando la erosión.	Estructuras con diseño hidráulico y Localización conveniente en tal forma que no se generen problemas graves de erosión.
Estructuras en el pie delas alcantarillas	Evitar la formación de cárcavas en las entregas de las alcantarillas.	Revestimientos y estructuras de disipación aguas abajo de las alcantarillas, diseñadas en tal forma que se evite totalmente la formación de cárcavas de erosión.
Manejo de los sitios de puentes	Construir puentes en tal forma que no se produzcan erosión ni sedimentación.	Localización adecuada de los puentes, luz suficiente, contracción mínima del cauce y estructuras de manejo de las aguas que eviten la socavación y no produzcan daños irreparables en la morfología del río.

TIPO DE OBRA	OBJETIVOS	CARACTERÍSTICAS
Compactación adecuada de llenos	Control de la erosión y garantía de calidad de la calzada de la vía.	Compactación en capas sobre superficies planas con materiales de buena calidad que garanticen el buen comportamiento del terraplén.
Subdrenes	Control de erosión y calidad de la calzada de la vía	Manejo de las aguas infiltradas y de las aguas subterráneas en tal forma que se garantice la estabilidad de la calzada, de los pavimentos y los taludes.

5.2.1.1. Ecuación universal de erosión

Existen muchos modelos empíricos para la determinación del potencial de erosión, pero el más conocido es la Ecuación Universal de Pérdidas de suelo desarrollada por Smith y Wischmeier (1994); este modelo permite evaluar las pérdidas de suelo para los tipos de erosión laminar y en surcos, mediante la siguiente expresión:

$$A = R \quad K \quad L \quad S \quad C \quad P \qquad [5.1]$$

Donde: A: Pérdida de suelo por unidad de superficie, que se obtiene por el producto del resto de los factores, en toneladas por hectárea (ton/Ha).

R: Factor de lluvia: Es el número del índice de erosión pluvial, expresado como el producto de la energía de una lluvia, con la intensidad I_{30}, de 30 minutos; en julios por centímetro sobre metro al cuadrado por hora $\left(\frac{J \cdot cm}{m^2 \cdot hr}\right)$.

K: Factor de erosionabilidad de suelo: Es el valor de la erosión por unidad de índice de erosión pluvial, para un suelo determinado, con una pendiente del 9% y una longitud de declive de 22.1 m. En tonelada por metro cuadrado por hora, sobre hectárea por julio por centímetro $\left(\frac{ton \cdot m^2 \cdot hr}{Ha \cdot J \cdot cm}\right)$.

L: Factor longitud de la ladera: Es la relación entre la pérdida de suelo para una longitud determinada y la

pérdida en una longitud de 22,1 m del mismo tipo de suelo (adimensional).

S: Factor pendiente: Es la relación entre las pérdidas para una pendiente determinada y las pérdidas para una pendiente del 9% del mismo tipo desuelo (adimensional).

C: Factor cultivo y ordenación: Es la relación entre las pérdidas de suelo en un terreno cultivado en condiciones específicas y las pérdidas correspondientes para ese suelo sin cultivo (adimensional). Factor de uso del suelo (suelo árido = 1; praderas = 0,1; bosque, selva =0,01).

P: Factor prácticas de conservación del suelo: Es la relación entre las pérdidas de suelo con cultivo a nivel, en fajas y en terrazas, y las pérdidas desuelo correspondientes a un cultivo en surcos según la pendiente (adimensional).

La determinación del potencial de erosión le da una herramienta al ingeniero de cimentaciones sobre cómo realizar el proceso constructivo, o si el tipo de cimentación seleccionado afecta demasiado el deterioro del suelo de cimentación.

La ampliación de cada uno de estos factores y como se obtienen se puede consultar en el Capitulo 1 – La erosión Conceptos generales, numeral 1.4 – Ecuación universal de la erosión, primera edición – 2001, del libro Control de erosión en zonas tropicales, en el sitio web del Ingeniero Jaime Suárez.

De igual forma, todos los aspectos hidráulicos que se requieran a manera de complemento para, los aspectos geotécnicos, se pueden consultar en el Manual de Drenaje para carreteras, del 2009, el cual se encuentra en los documentos técnicos que ofrece la pagina web del INVIAS.

5.2.1.2. Erosión interna

El flujo de agua a través del terreno natural o de los rellenos de tierras artificiales puede provocar arrastre de partículas. Como consecuencia, el terreno (o el relleno) sufre una erosión interna, cambia su estructura y puede llegar a colapsar, ocasionando la ruina de la parte de obra correspondiente.

Este problema se denomina también como “sifonamiento” o “tubificación” pues, en muchas ocasiones, la erosión se localiza a lo largo de ciertas vías de filtración preferente (tubos) que pueden, incluso, actuar como sifones. Los suelos susceptibles de la tubificación, se mencionan en el Capítulo 4 de este Manual.

El problema puede ocurrir en cualquier terreno, pero es especialmente importante en los materiales de relleno que vayan a soportar circulación de agua a través de los poros intergranulares de su esqueleto sólido.

5.2.1.3. Erosión externa

El problema de la erosión externa del terreno natural o de los rellenos por el movimiento del agua en superficie es uno de los problemas más críticos para la estabilidad de las cimentaciones en obras cercana a cuerpos fluviales.

La erosión se produce cuando la velocidad del movimiento del agua, cerca de la superficie del suelo, supera cierto umbral que está fijado por la resistencia del suelo a la erosión externa.

La resistencia de los suelos a la erosión puede estudiarse de varias formas. En un buen número de situaciones esa resistencia se expresa en términos de velocidad crítica. Esa velocidad representaría el valor a partir del cual se iniciaría el proceso erosivo.

La determinación de las velocidades que provocan erosión en distintos tipos de suelos ha sido investigada por muchos autores, principalmente mediante ensayos en modelos de laboratorio. Las rocas pueden soportar velocidades altas (> 6 m/s) sin que se inicie el proceso de rotura. Pero los suelos cohesivos apenas si admiten velocidades del orden de 1 a 3 m/s si son firmes.

Los obstáculos (diques), o medidas de protección de los estribos de puentes a orillas de cuerpos fluviales, construidos en suelo granular grueso, basan su capacidad resistente a la erosión en el peso propio, y por eso suele usarse como parámetro resistente representativo de la erosión el tamaño medio o el peso específico. Las fórmulas más usuales que permiten conocer la velocidad crítica dependen de parámetros como la aceleración de la gravedad, de la granulometría del suelo, y de la masa específica (G_s).

Cuando se desencadena el proceso erosivo, el suelo es transportado por el agua como carga de fondo. Las partículas ruedan o se deslizan permaneciendo en contacto permanente junto con otras partículas que pueden desligarse de la masa móvil.

El cálculo de las profundidades de erosión es posible pero los resultados no son fiables. Generalmente, cuando el problema puede ser crítico se recurre a disponer una protección que evite que el proceso se inicie. En todo caso, el problema de la definición de la profundidad de erosión depende claramente del tipo de obra.

Existen otros tipos de erosión externa, como la originada por la acción del aire, por movimientos de remoción en masa, y por la acción del hombre; aunque estas no son muy frecuentes en la inestabilidad de una cimentación, a continuación se presenta una breve descripción de cada una.

El tipo de erosión producida por el viento ocurre cuando los suelos sin vegetación son expuestos a altas velocidades del viento. Cuando la velocidad del viento genera una fuerza de tracción superior a las fuerzas gravitacionales y cohesivas de las partículas de suelo, el viento desprende las partículas y las transporta en Suspensión (SUAREZ, 2001).

Las partículas de menor tamaño (0.1 a 0.5 mm) son trasladadas por el viento en forma de saltos o brincos. Las partículas gruesas se mueven rodando y las finas son transportadas en suspensión. La acción más visible es la suspensión en la cual se pueden observar tormentas de polvo.

Este tipo de erosión por viento, es muy común en áreas de baja precipitación fluvial (menos de 375 mm / año) con suelos arenosos y bajos niveles de materia orgánica. El caso típico de erosión por viento ocurre en los desiertos.

La erosión producida por movimientos de desprendimiento transporte y depositación de grandes masas de suelo por acción de las fuerzas de gravedad y la fuerza del agua, incluyen los siguientes tipos de movimiento (Suarez, 2001): reptación (*Creep*), flujos de tierra, flujos de lodo, flujos de detritos, flujos hiperconcentrados y avalanchas. Por considerarse este tipo de erosión extraordinario, es necesario tratar este tema como particular, y generalmente hace parte de un área de aplicación de la geotecnia; la estabilidad de taludes se ocupa del tema de Remoción en masa, para lo cual existe gran diversidad

de literatura, por lo tanto no será discutida en este documento.

Por último, hace parte de la erosión externa, la erosión ocasionada por el hombre o la erosión antrópica, que generalmente desencadena cualquier de los tipos de erosión mencionados anteriormente, probablemente esta erosión sea la causa inicial del inicio de cualquier tipo de proceso de degradación. Este tipo de erosión es causada o acelerada por la excesiva deforestación, con la destrucción de la vegetación de la superficie, que provoca la degradación de las capas superiores del suelo.

5.2.2. Socavación

El análisis de la incidencia de la socavación, en el caso de aquellos sitios donde las obras de la infraestructura vial se ubiquen cerca o dentro del un cuerpo de un cauce, es de obligatoria consideración en los estudios y diseños del INVIAS, para definir la profundidad de la cimentación, dado que esta depende de la profundidad de socavación. Al respecto, en este Manual se siguen los lineamientos del capítulo 6 del Manual de Drenaje para carreteras del INVIAS.

A continuación de efectúa un breve esbozo de la incidencia de la socavación en las obras de infraestructura vial.

Al hablar de socavación, se hace referencia a la profundización del fondo del cauce debido a algún evento ya sea natural o artificial (aumento de la corriente, construcción de obras, etc.), desprendiendo material y transportándolo del sitio afectado.

Se trata la socavación como un tema aparte, diferente a la erosión, porque a diferencia de esta, en la socavación se desarrolla un proceso cíclico de erosión y depositación del material del fondo del cauce. La socavación está controlada por las características hidráulicas del cauce, las propiedades de los sedimentos del fondo y la forma y localización de los elementos que la inducen.

También se entiende por socavación, cuando en el entorno de un obstáculo se produce una ampliación local de la velocidad del movimiento, que puede producir una socavación puntual de profundidad importante, hasta producirse la situación en la que el propio cambio geométrico provocado por la erosión reduzca las velocidades y atenúe el proceso erosivo.

En la Figura 5.10 se muestra esquemáticamente la dinámica hidráulica de un cauce, y como se modifica por la intervención humana.

La socavación puede producirse por varias causas, no necesariamente por el desarrollo de infraestructura en el sitio analizado:

- Aumento del caudal durante las avenidas.

- Incremento de la pendiente del cauce por alteración del canal, o corte de meandros.

- Remoción de sedimentos del flujo por la construcción de una presa o por la extracción de materiales del fondo del cauce.

- Transferencia de agua de una cuenca a otra, la cual altera la capacidad de transporte de sedimentos de ambas corrientes.

- Disminución de la rugosidad del cauce por obras de regulación del canal.

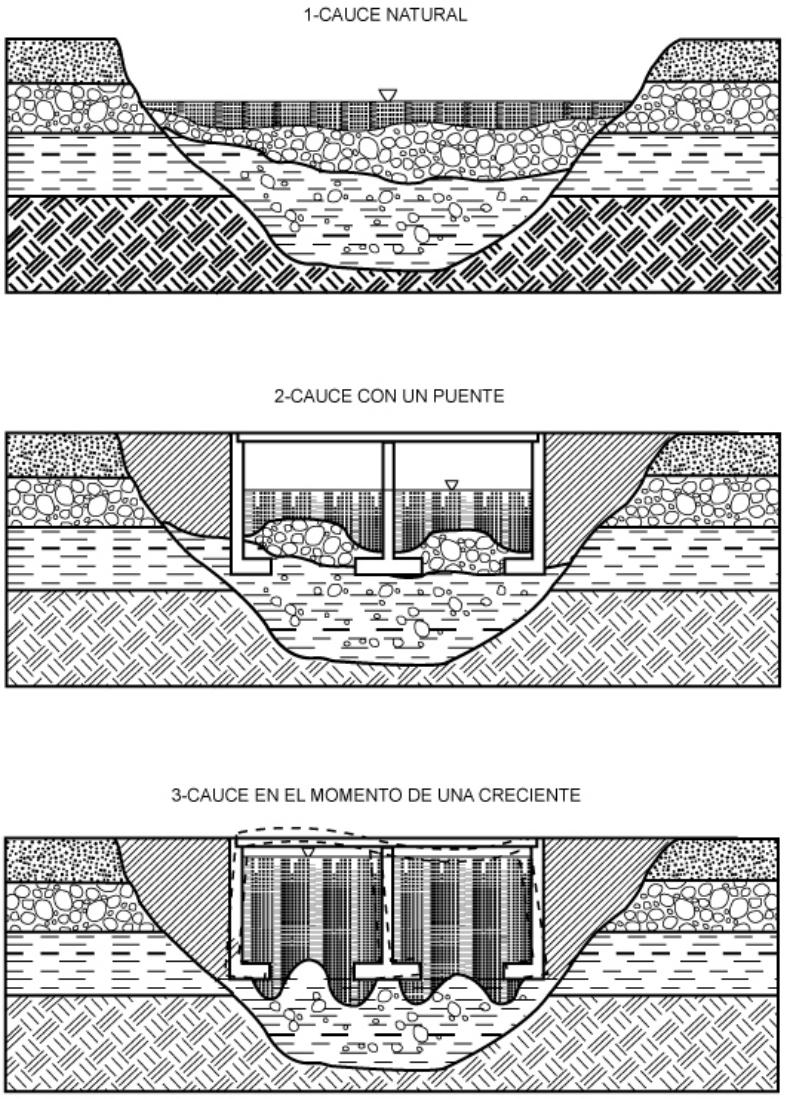


Figura 5.10. Esquema general de un proceso de socavación ocasionado por la construcción de un puente (SUAREZ, 2001 pág. 136).

5.2.2.1. Control de la Socavación

De manera general se plantean algunas alternativas que permiten controlar la socavación:

a) Construcción de estructuras para manejar el flujo, disminuir la profundidad de socavación, tales como estructuras de caída para proteger el fondo aguas abajo de la estructura o revestimientos de la zona expuesta

a socavación. Unas de las estructuras más populares son las estructuras guía para la protección de estribos de puentes.

b) Recubrimiento del cauce. El enrocado es el método más común y mejor documentado para el control de socavación en pilas de puentes. Las alternativas de enrocado varían en cuanto al tamaño, forma y masa, como también en su flexibilidad del diseño.

   La profundidad de socavación puede reducirse colocando enrocado alrededor de la pila, en un ancho de ocho veces el ancho de la pila. Otros sistemas alternativos incluyen los tetrápodos, hexápodos, gaviones, bolsacreto, adoquines unidos por cables y estructuras ancladas.

c) Construcción de cimentaciones profundas muy por debajo del nivel de socavación esperada. La mayoría de los estudios realizados sobre los métodos para el control de la socavación se refieren a la protección de los puentes, sin embargo, los mismos sistemas se han utilizado para la protección de cruces de oleoductos y similares.

d) Construcción de estructuras flexibles que se adapten a la socavación. Un ejemplo son las estructuras en gaviones o en enrocado.

5.3. OTRAS CONSIDERACIONES

Además del aspecto revisado, referente al sistema estructural de la cimentación, hay otros tantos factores a analizar, como los que se presentan a continuación.

5.3.1. Suelos de difícil comportamiento

Los suelos de difícil comportamiento forman parte de los aspectos a considerar en el diseño de una cimentación, su presencia en la estratigrafía no sólo requiere tener elementos para su identificación *in situ*, sino que además se requiere valorar su incidencia en el comportamiento de las estructuras.

En el Capítulo 4 de este Manual, se presentan elementos que permiten identificar la presencia de suelos colapsables, expansivos, orgánicos, dispersos, licuables, además de incluir una breve mención sobre los depósitos

de suelo residual y depósitos de suelo trasportado, los cuales ameritan una adecuada exploración y una completa caracterización de orden físico, hidráulico, y mecánico que proporcionen parámetros más confiables para los diseños de cimentaciones.

No obstante lo anterior, la NSR-10 brinda pautas para su identificación y caracterización, que pueden ser consideradas en los análisis.

5.3.2. Variabilidad en la estratigrafía

Como es usual en la realización del estudio de suelos, se encuentra una serie de estratos, cada uno con características y propiedades diferentes, y no necesariamente sus propiedades de deformación y resistencia mejoran con la profundidad, esto define el perfil estratigráfico del sitio estudiado.

Esta variación entre estratos habla de una variación vertical, pero además si se considera un área extensa para el desarrollo del proyecto, también se debe considerar una variabilidad horizontal.

Variabilidad vertical

Si en la definición del perfil estratigráfico se encuentra que la resistencia es creciente con la profundidad, el problema se limita a seleccionar el nivel de cimentación (para superficiales o profundas).

Cuando en el perfil estratigráfico se encuentran intercalaciones de capas rígidas y blandas, la capacidad portante del perfil no es alta. En el caso de usar zapatas aisladas existen algunas soluciones para valorar esta influencia y aminorar el riesgo de punzonamiento o extrusión.

Si existen zapatas próximas o placa flotante, la superposición de esfuerzos contribuye a las deformaciones en las capas blandas relativamente profundas, por lo que deben estudiarse las existentes en profundidades del orden de 1.5 veces el ancho del área cargada.

En el caso de cimentaciones profundas (pilotaje) la influencia de las capas blandas puede originar la disminución de la capacidad portante del pilote en la medida que penetre en el suelo. De forma similar, se pueden comparar los asentamientos producidos por una cimentación superficial y los de un grupo

de pilotes cuyas puntas estén cerca a un estrato compresible.

La variación del nivel freático también origina variabilidad vertical en el perfil estratigráfico, pues esta variación puede originar zonas blandas dentro de un mismo estrato.

Otra condición que se puede presentar, es cuando existe una costra o capa de alta resistencia en el terreno a construir. Si la ubicación proyectada de la cimentación se encuentra ubicada sobre esta capa, sería una situación ideal, pero antes deberá comprobarse el espesor de esta capa, y que por debajo no existan capas blandas que permitan su falla por punzonamiento.

Variabilidad horizontal

Si se considera un área un poco grande para un proyecto (aproximadamente 300 m^2) existe cierto riesgo de que las condiciones del terreno varíen de unos puntos a otros. Pero este riesgo aumenta si se habla de terrenos de gran extensión y se incrementa con algunas características hidrogeológicas:

- Problemas de disolución.
- Actividad meándrica.
- Inclinación en los estratos.

En otro caso el nivel de cimentación es muy difícil de determinar, como por ejemplo los suelos residuales, de rocas ígneas, o metamórficas, o rellenos erráticos.

Los casos mencionados originan asentamientos diferenciales, por lo que se requieren conocer antes de construir la cimentación. Cuando estos asentamientos son moderados, el problema se puede solucionar con cimentaciones diferenciadas (ej.: Zapatas de diferentes dimensiones), si a pesar de esta alternativa no se logran disminuir los asentamientos diferenciales a los límites tolerables, debe pensarse en una cimentación profunda y/o mejoramiento del terreno (ver capítulos 7 y 10 de este Manual).

5.3.3. Manejo de asentamientos

Dependiendo de las condiciones geológicas del sitio y de las solicitaciones de carga que se tengan para el proyecto, se puede realizar una selección preliminar del tipo de cimentación, al igual que de las deformaciones esperadas. Adicionalmente, en cuanto a estas deformaciones se deberán cumplir algunos requisitos definidos por la complejidad del proyecto, por la normatividad, y por la tolerancia permitida. Es así, que además de seleccionar una cimentación que cumpla con todos los condicionantes revisados en este capítulo, uno de los más importantes es la deformación admisible para cada proyecto en particular.

5.3.4. Superposición de esfuerzos

En la NSR-10, literal H.5.1.2.3 — Estabilidad de estructuras vecinas, se mencionan las restricciones y libertades que se deben cumplir en el momento de la construcción de una nueva edificación cercana a estructuras existentes. Estas pautas pueden, en principio, utilizarse a manera de guía para la aplicación en casos similares de la infraestructura vial.

Se pueden citar como los casos más típicos los siguientes:

Edificaciones antiguas con cimentación superficial, generalmente en mal estado en terreno blando arenoso suelto. Esta situación puede obligar a:

- Realizar las excavaciones con uso de pantallas *in situ* o, en casos más delicados, de pantallas de pilotes poco deformables.

- Consolidar el terreno previamente o incluso recalzar las estructuras adyacentes.

- En el caso de tener que cimentar la nueva estructura mediante pilotes, evitar los de hinca o desplazamiento.

- En el caso de cimentaciones superficiales, estudiar los asentamientos inducidos en las edificaciones próximas (generalmente no son admisibles si las cargas de la nueva estructura son importantes).

- Analizar las variaciones del nivel freático alrededor del proyecto, por si asciende o desciende (debido a la extracción del agua para la construcción). Ambas situaciones pueden originar asentamientos en las edificaciones contiguas.

Estructuras livianas cimentadas sobre pilotes. Las nuevas cargas superficiales pueden inducir flexiones laterales o la aparición del fenómeno de fricción negativa, por lo que se hace casi obligatorio construir la nueva cimentación profunda.

Estructuras adyacentes con cargas muy diferentes. Cuando se va a construir una obra de gran altura y altas cargas contigua a otra estructura de menor carga, esta última se afectará por las deformaciones de la nueva estructura, a menos que ambas estructuras se cimenten sobre un estrato firme con pilotaje.

5.3.5. Variación del nivel freático

La existencia de un nivel freático alto constituye un factor de gran importancia en el proyecto y construcción de la cimentación, si bien sus efectos están asociados a la naturaleza del terreno y en particular a su permeabilidad. La acción más directa se traduce en empujes hidrostáticos y subpresiones sobre las obras de cimentación.

Los casos más frecuentes son:

- Suelos arcillosos blandos.

- Suelos arcillosos duros y consolidados.

- Suelos arenosos.

5.3.5.1. Suelos arcillosos blandos

La saturación del depósito debido al agua freática da a este una consistencia blanda o fluida lo que constituye una resistencia baja, que permite presiones de trabajo muy pequeñas, y origina problemas de estabilidad en los taludes y en el fondo de las excavaciones.

La fluencia lateral de los taludes puede inducir asentamientos y deformaciones en las estructuras adyacentes, siendo generalmente necesario recurrir al empleo de pantallas *in situ*, las cuales deben ser calculadas para fuertes empujes.

Por otra parte, el levantamiento del fondo también puede inducir inestabilidad periférica y, aun sin llegar a la fase de rotura, la carga del terreno aledaño a la excavación suele dar lugar a asentamientos considerables.

5.3.5.2. Suelos arcillosos duros y consolidados

La presencia del nivel freático se traduce en pequeños caudales de agua hacia las excavaciones, generalmente a través de fisuras, sin llegar a afectar taludes moderados o la capacidad portante del terreno.

Se debe tener en cuenta, sin embargo, que la posición más frecuente del nivel freático suele marcar una zona de menor resistencia, generalmente en una franja de 1 a 2 m de espesor. Es importante evitar esta zona, quedando por encima o por debajo de la misma.

Algo diferente es el caso en que estos suelos presentan características de expansividad. Cuanto mayor sea la proximidad al nivel freático menor será el riesgo de cambios de volumen, si bien es necesario llegar a un compromiso entre esta condición y el riesgo de reducción de la capacidad portante.

5.3.5.3. Suelos arenosos

Debido a su elevada permeabilidad se debe evitar cimentar bajo el nivel freático. Si ello resulta necesario, se impone la construcción de un cajón (pantallas, tablestacas, etc.) y una extracción del agua que puede penetrar por el fondo.

En razón de la permeabilidad las oscilaciones de los niveles freáticos pueden ser importantes en estos suelos, por lo que es recomendable realizar una determinación de la variación de estos niveles durante el año. El nivel de cimentación debe quedar por encima del nivel máximo del agua o bien al nivel más bajo compatible con el programa de construcción con el fin de evitar que la inmersión posterior del terreno en la zona de influencia de las

cimentaciones dé lugar a fenómenos de colapso o asentamientos bruscos, tanto más importantes cuanto más suelto esté el suelo en su estado original.

5.3.6. Efectos de corrosión

Son aquellos en los que existe un porcentaje apreciable de sales o elementos nocivos para el concreto de las cimentaciones, entre estos los sulfatos y el magnesio.

Los efectos de estas condiciones agresivas dependen de la existencia de agua, de su presión, y de la permeabilidad del terreno, así como de las dimensiones expuestas, de la cimentación, y de la calidad del concreto utilizado.

Este problema se puede solucionar con facilidad con el uso de cementos especiales. Sin embargo, en determinados casos de agresividad de origen industrial (ácidos fuertes), no es suficiente con cambiar el tipo de cemento, por lo tanto se debe recurrir a la implementación de revestimientos de la cimentación (metálicos, cerámicos antiácidos, plásticos, etc.)

5.3.7. Efectos térmicos

Efectos derivados de agentes exteriores como heladas, o instalaciones de calefacción o refrigeración deficientemente aisladas.

Aunque los efectos relacionados con heladas no son propios de los trópicos como es el caso colombiano y el efecto de instalaciones deficientes no es el escenario propio de las estructuras viales, se hace mención del efecto térmico en aras de contemplar situaciones de baja ocurrencia pero que a la luz del cambio climático actual, o de solicitudes de permiso de uso de vía por entidades públicas o privadas diferentes del INVIAS, ANI o MT, los proyectos involucrados contemplen instalaciones con las características mencionadas.

En el primer caso se puede proteger la cimentación con una profundidad suficiente bajo la superficie, que para las zonas más críticas puede estimarse en 1.20 m., profundidad aconsejable en países donde este efecto es más crítico. A manera de información, según la literatura técnica, los terrenos limosos son los más susceptibles al congelamiento, seguidos de las arcillas y por último las arenas y las gravas.

Para el segundo caso, deberá tratarse el problema, mejorando el aislamiento de los sistemas de calefacción y refrigeración de las estructuras existentes. Es usual encontrar problemas de hinchamientos por congelación del terreno bajo almacenes frigoríficos, y la retracción producida por hornos en funcionamiento durante largo tiempo.

5.3.8. Efectos dinámicos o sísmicos

En el literal H.10.3 — Mitigación de las amenazas sísmicas del sitio, de la NSR-10, se proponen algunas medidas que propendan a la estabilidad de las edificaciones, por ende de las cimentaciones.

Los efectos de un evento sísmico sobre una estructura dependen, además de su concepción estructural, de la forma en que las ondas sísmicas se transmitan al mismo a través del terreno y de su cimentación.

Como se menciona en el capítulo 8 de este Manual, la transmisión de las ondas a una estructura desde el epicentro de un sismo, es un fenómeno muy complejo, en el que participan factores como: la deformación dinámica del terreno (las ondas se amortiguan en terrenos sueltos, rocas blandas, etc.), los espesores de recubrimiento del sustrato rocoso, los accidentes geológicos, etc. Ello hace que un sismo afecte de forma muy desigual dos puntos diferentes de un mismo lugar y sólo en zonas de gran sismicidad se dispone de mapas urbanos de riesgo potencial (mapas de microzonificación sísmica, Título A de la NSR-10).

En un caso concreto, el problema consiste en prever la forma en que las vibraciones del sustrato se transmiten a la estructura a través de su cimentación, se diseña esta para que los efectos sean lo menos perjudiciales posible.

En general, las cimentaciones muy rígidas, que mediante riostras de tamaño adecuado o mediante losas, hacen que toda la estructura se mueva en la misma fase con lo que los movimientos diferenciales quedan muy atenuados. Así, se deberán tener en cuenta todas las recomendaciones dadas en la NSR-10 y en el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes – CCDSP-95.

En general, una estructura que tenga cimentación profunda, hace que esta se comporte como si tuviera más altura, elevando también el centro de

gravedad de las masas, con lo que el mecanismo equivalente está menos coaccionado frente a movimientos oscilatorios; esto es, para aceleraciones o velocidades del mismo orden, las fuerzas sísmicas serán menores en el caso de pilotes que en el caso de cimentación superficial.

En cualquier caso, y considerando estos factores, la sismicidad de una zona no obliga a elegir una determinada tipología de cimentación, y solamente hace necesario aumentar el arriostramiento entre los distintos elementos de apoyo, con lo que resultaran más adecuadas las cimentaciones que, por su naturaleza, supongan un alto grado de arriostramiento (losa y zapatas corridas) frente a las de menor arriostramiento (pilotes y zapatas aisladas).

5.3.9. Árboles

Para el control de los cambios volumétricos en arcillas expansivas, se puede considerar el uso de árboles pero se deben tener algunas restricciones en cuanto a la cercanía a las estructuras. Como regla general, La distancia mínima entre la estructura y el árbol deberá ser la altura de este, como se muestra en la Figura 5.11.

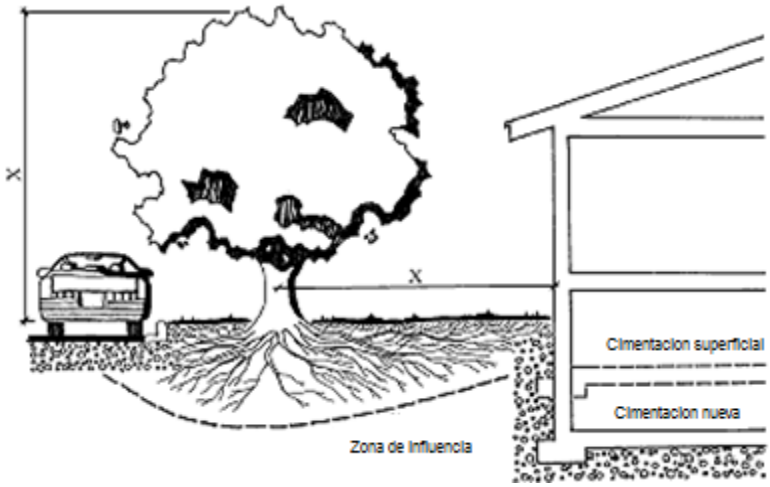


Figura 5.11. Relación entre un árbol y la cimentación de una estructura (Fuente: Elaboración propia)

Cuando en una arcilla sensitiva es muy lenta la infiltración, se puede generar el ablandamiento del suelo. Las raíces del árbol en un suelo sobresaturado no pueden utilizar el oxígeno de las partes superiores del árbol. El árbol esencialmente se ahoga, se pierde la función del árbol, y se comienza con el aumento de volumen del suelo expansivo. En el caso colombiano, el uso no

controlado del eucalipto ocasiona el problema contrario; como es un árbol que requiere gran cantidad de agua, vuelve desérticos los terrenos donde se siembra, ocasionando posibles inestabilidades del suelo por pérdida de cohesión.

El grado del riego del árbol debe cubrir el sistema entero de la raíz del árbol, y no localizarse sólo alrededor de la base del árbol. Cuanto más grande es el árbol, mayor es la cantidad de agua que debe ser aplicada. Si el árbol es rodeado por las superficies duras, tales como edificios, caminos, aceras, calzadas, etc., la transpiración será mucho más alta que si el árbol es rodeado por superficies ajardinadas suaves tales como hierba u otros árboles, y por lo tanto su necesidad de agua también será mucho más alta. Es mejor regar con un chorrito lento por un periodo de tiempo extendido, como durante la noche.

Las raíces del árbol crecen en la dirección de menor resistencia y donde tengan el mejor acceso al agua, al aire y a los alimentos. Por lo tanto las condiciones de crecimiento alrededor de un árbol se pueden manipular o controlar para animar el desarrollo de la raíz lejos de las cimentaciones. Esto incluye asegurarse de que los árboles tienen bastante espacio de arraigo para remediar sus necesidades cada vez mayores y periódicamente permitir la aireación del área de arraigo para aumentar la infiltración del oxígeno y del agua del suelo.

Por lo tanto, dependiendo de las condiciones del proyecto, se debe seleccionar una especie de árbol acorde a cada condición particular. Irónicamente las especies que tienen el riesgo más bajo de causar la contracción del suelo, en suelos de arcilla sensibles, son también las especies que no crecen típicamente bien en suelos mal drenados, tales como arcilla.

5.4. CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN ENTRE CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS

Un cimiento superficial generalmente se considera aquel que distribuye las cargas a los estratos competentes del suelo, o a la roca en profundidades relativamente bajas (menos de 3 m). Las fundaciones superficiales se utilizan para apoyar puentes, edificios, muros de contención, box culverts, alcantarillas y otras estructuras de soporte. Las fundaciones superficiales no

se limitan a zapatas aisladas, sino que pueden incluir también cimientos continuos y placas flotantes. El tipo de fundación superficial que se utilice estará basado en la estructura que se apoyará.

De todas formas, aunque las cimentaciones superficiales se utilicen para soportar puentes, estructuras de contención, y obras de drenaje, ellas no se podrán utilizar en los siguientes casos:

- Cuando la cimentación se vea afectadas por la acción de la socavación.
- En terraplenes.
- Bajo muros de tierra armada.
- En suelos susceptibles de licuación.

Condiciones de utilización de cimentaciones profundas:

- No existe apoyo en una profundidad alcanzable con zapatas o placas.
- Se quieren reducir o limitar los asentamientos de la estructura.
- La permeabilidad u otras condiciones del terreno impiden la ejecución de cimentaciones superficiales.
- Las cargas son muy fuertes y concentradas.

Estos condicionamientos, junto con todos los presentados previamente, sirven de base para la selección del tipo de cimentación a utilizar, dependiendo de las solicitaciones de las estructuras y de los asentamientos admisibles que deba cumplir.

5.5. DIAGRAMA DE FLUJO

A continuación se presentan los pasos mínimos a seguir o diagramas de flujo para el análisis de capacidad de carga y asentamientos de cimentaciones superficiales y profundas en suelos y roca aplicadas a puentes, pasos

inferiores, obras de drenaje superficial y profunda, terraplenes y pedraplenes, cortes, postes de señalización y alumbrado, y túneles.

El tipo de cimentación más adecuado para una estructura dada, depende de varios factores como su función, las cargas que debe soportar, y las condiciones del subsuelo, entre otras. Puede ser necesario hacer otras consideraciones, pero las anteriores son las principales.

En la Figura 5.12 se presenta un diagrama de flujo sencillo para la selección del tipo de cimentaciones, sin considerar terrenos problemáticos.

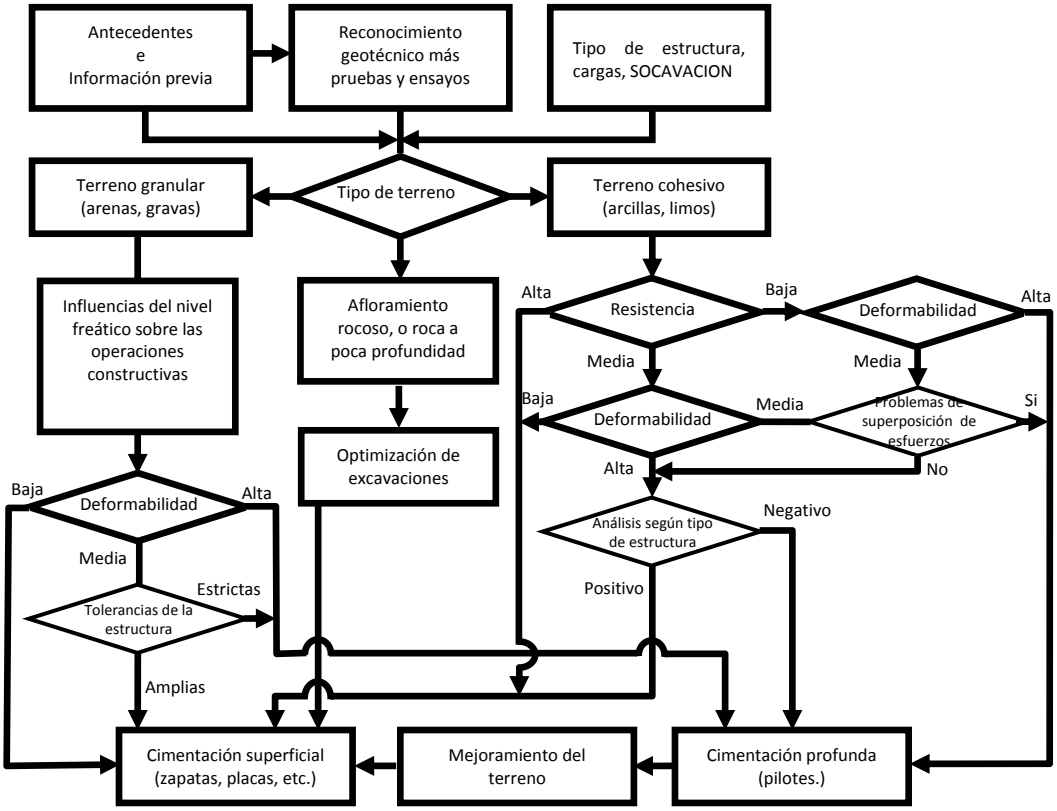


Figura 5.12. Esquema de decisión en la selección de cimentaciones.

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

CALTRANS, CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. 2008. *Foundation Manual.* Sacramento : s.n., 2008.

CMHC-SCHL. CANADA MORTGAGE AND HOUSING CORPORATION. [En línea] [Citado el: 01 de 08 de 2012.] http://www.cmhc-schl.gc.ca/en/index.cfm.

DAS, BRAJA M. 2006. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones.* Quinta. s.l. : Thomson, 2006.

DUQUE E., G. y ESCOBAR P., C. E. 2002. *Geomecánica.* Manizales : Universidad Nacional de Colombia - Sede Manizales, 2002.

FHWA, FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. 2001. *Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Structures: Reference Manual and Participant Workbook.* Washington D.C. : s.n., 2001. FHWA HI-98-032.

IDOT, IOWA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION - IOWA STATE UNIVERSITY. 2005. *Review of Stability Berm Alternatives for Environmentally Sensitive Areas.* Ames : s.n., 2005.

MOPU, MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO. DIRECCIÓN GENERAL DE PUERTOS Y COSTAS. 2005. *Recomendaciones para Obras Marítimas y Portuarias.* Madrid : s.n., 2005. ROM 0.5-05.

MUÑOZ, E. y VALBUENA, E. 2006. *Socavación de Puentes.* 15, Bogotá D.C. : Pontificia Universidad Javeriana, 2006, Infraestructura Vial, Vol. 8, págs. 25-39.

NSR-10, MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL - Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones Sismo resistentes. 2010. *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente.* Bogotá D.C. : s.n., 2010.

PECK, RALPH, HANSON, WALTER y THORNBURN, THOMAS. 2004. *Ingeniería de Cimentaciones.* Segunda edición. México D. F. : Editorial Limusa, 2004.

RODRÍGUEZ O, J. M. 1982. Criterios para la elección de cimentaciones. [aut. libro] J. M. RODRÍGUEZ O, J. SERRA G. y C OTEO M. *Curso aplicado de cimentaciones.* Madrid : Servicio de publicaciones del Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid, 1982.

SCDOT, SOUTH CAROLINA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. 2010. *Geotechnical Design Manual.* 2010.

SUAREZ, J. 2001. *Control de erosión en zonas tropicales.* Bucaramanga : Instituto de investigaciones sobre erosión y deslizamientos, 2001.

ZEEVAERT, L. 1973. *Foundation engineering for difficult subsoil conditions.* s.l. : Van Nostrand Reinhold, 1973.

6

CIMENTACIONES SUPERFICIALES

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 6. CIMENTACIONES SUPERFICIALES 6-1
6.1. INTRODUCCIÓN 6-1
6.2. PROPÓSITO 6-1
6.3. APLICACIÓN 6-2
6.4. DEFINICIÓN 6-2
6.5. CONSIDERACIONES GENERALES 6-2
6.6. MODOS DE FALLA 6-7
6.6.1. Corte general 6-7
6.6.2. Corte por punzonamiento 6-8
6.6.3. Corte local 6-8
6.7. CONDICIONES DE CARGA Y CONCEPTO DE RIGIDEZ 6-10
6.7.1. Condición de carga 6-10
6.7.1.1. Suelos granulares 6-10
6.7.1.2. Suelos cohesivos 6-10
6.7.2. Concepto de rigidez 6-10
6.8. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA 6-11
6.9. CAPACIDAD DE CARGA 6-12
6.9.1. Factor de Seguridad FS 6-12
6.9.2. Método de diseño LRFD (*Load Resistance Factor Design*) 6-14
6.9.2.1. Capacidad de carga última o nominal q_{ult} en suelos 6-14
6.9.2.2. Capacidad de carga última o nominal q_{ult} en rocas 6-15
6.9.3. Método de diseño ASD (*Allowable Stresses Design*) 6-17
6.9.3.1. Capacidad de carga en suelos 6-17
6.9.3.1.1. Capacidad de carga ultima q_{ult} en suelos 6-18
6.9.3.1.2. Factores que afectan la Capacidad de carga 6-20
6.9.3.1.3. Influencia del agua 6-39
6.9.3.1.4. Consideraciones adicionales sobre los factores de corrección de la capacidad de carga 6-42
6.9.3.1.5. Ensayo Normal de penetración SPT 6-50

6.9.3.1.6. Ensayo de Penetración de Cono CPT 6-51
6.9.3.1.7. Ensayo presiométrico 6-52

6.9.3.2. Capacidad de carga q_{ult} en rocas 6-54

6.9.3.2.1. Corte general 6-54
6.9.3.2.2. Corte general sin cohesión 6-57
6.9.3.2.3. Corte local 6-58
6.9.3.2.4. Falla por compresión 6-59
6.9.3.2.5. Falla por división de la roca 6-60
6.9.3.2.6. Método de diseño basado en RQD 6-62
6.9.3.2.7. Método basado en RMR 6-64
6.9.3.2.8. Método basado en el Manual de Ingeniería de Fundaciones de Canadá 6-64

6.10. ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO 6-68

6.11. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO 6-69

6.11.1. Método de diseño LRFD 6-69

6.11.2. Análisis de asentamientos verticales en suelos 6-70

6.11.2.1. Asentamientos totales 6-70
6.11.2.2. Tipos de asentamientos 6-71
6.11.2.3. Evaluación de los asentamientos inmediatos producidos por cargas estáticas ρ_i 6-72

6.11.2.3.1. Suelos granulares 6-72
6.11.2.3.2. Suelos cohesivos 6-84

6.11.2.4. Asentamiento por consolidación 6-92

6.11.2.4.1. Consolidación primaria 6-92
6.11.2.4.2. Tiempos de asentamiento 6-96
6.11.2.4.3. Consolidación secundaria 6-99

6.11.3. Análisis de asentamientos verticales en rocas 6-100

6.11.4. Movimientos verticales tolerables 6-103

6.11.5. Movimientos horizontales 6-103

6.11.6. Estabilidad global o general 6-104

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA 6-105

CAPÍTULO 6. CIMENTACIONES SUPERFICIALES

6.1. INTRODUCCIÓN

Este Capítulo presenta las metodologías de análisis y los métodos de diseño requeridas para el diseño de fundaciones superficiales que serán utilizadas en proyectos viales a la luz de dos métodos de diseño cuyo planteamiento ya ha sido mencionado en el Capítulo 2 – Criterios Básicos; relacionados con el método de diseño de esfuerzos admisibles (ASD) y el método de diseño utilizando factores de resistencia y de carga (LRFD).

La presentación del Capítulo, incluirá los dos criterios de diseño, cada uno será tratado en forma independiente, dentro del mismo Capítulo. La aplicación del método de diseño LRFD, a menos que el diseñador decida aplicarlo, requiere ser implementado, labor que se irá efectuando coordinadamente con el avance técnico en otras áreas afines y complementarias a la geotecnia, puesto que esto requiere la evaluación de los factores de carga y resistencia del medio local.

Para desarrollar el método LRFD, se seguirá la metodología presentada en el documento AASHTO LRFD *Bridge Design Specifications*.

6.2. PROPÓSITO

El propósito del Capítulo es presentar los lineamientos que permitan efectuar el análisis de estabilidad en el diseño de cimentaciones superficiales, para lo cual se proporcionan las herramientas basadas en la literatura técnica y científica que permita mediante cálculos numéricos, estimar la capacidad de carga y asentamientos en suelos y rocas, bajo cimentaciones superficiales que soportaran estructuras propias de proyectos viales.

6.3. APLICACIÓN

Los principios para evaluar la capacidad de carga y los asentamientos presentados en este Capítulo son aplicables a las estructuras que conforman un proyecto vial, descritas en el Capítulo 9.

Está dirigido a los profesionales de la Ingeniería y ramas afines, cuya labor como diseñador pueda ser orientada a la selección de criterios para diseño, a la aplicación de metodologías universales y a la toma de decisiones respecto de la cimentación más adecuada

6.4. DEFINICIÓN

Cimentaciones superficiales

Las cimentaciones superficiales son aquellas en las que el plano de contacto entre la estructura y el terreno está situado bajo el terreno que la rodea a una profundidad que resulta pequeña cuando se compara con el ancho de la cimentación.

Las cimentaciones superficiales podrán utilizarse para sostener estructuras viales como es el caso de puentes, estructuras de contención, obras de drenaje, túneles, obras subterráneas y señales verticales, siempre y cuando las condiciones del proyecto así lo permitan.

6.5. CONSIDERACIONES GENERALES

El diseño de una cimentación superficial deberá considerar, como mínimo, las etapas y actividades que se relacionan en la Figura 6.1.

Paso 1 - Información básica

La localización del proyecto, cuya definición espacial generalmente es difícil, será representada mediante secciones planas y complementado con información relativa a la topografía, disposición de drenaje, erosión, vegetación, uso de la tierra, construcciones vecinas, y entorno ambiental, para lo cual se requiere de una inspección visual del sitio del proyecto.

El diseño del proyecto permite conocer aspectos complementarios que podrían influir en los criterios de diseño, como son la topografía, el diseño geométrico de una vía, el análisis de socavación en un puente, las características estructurales de un puente o una estructura de contención, aspectos que orientan el tipo de cimentación a diseñar.

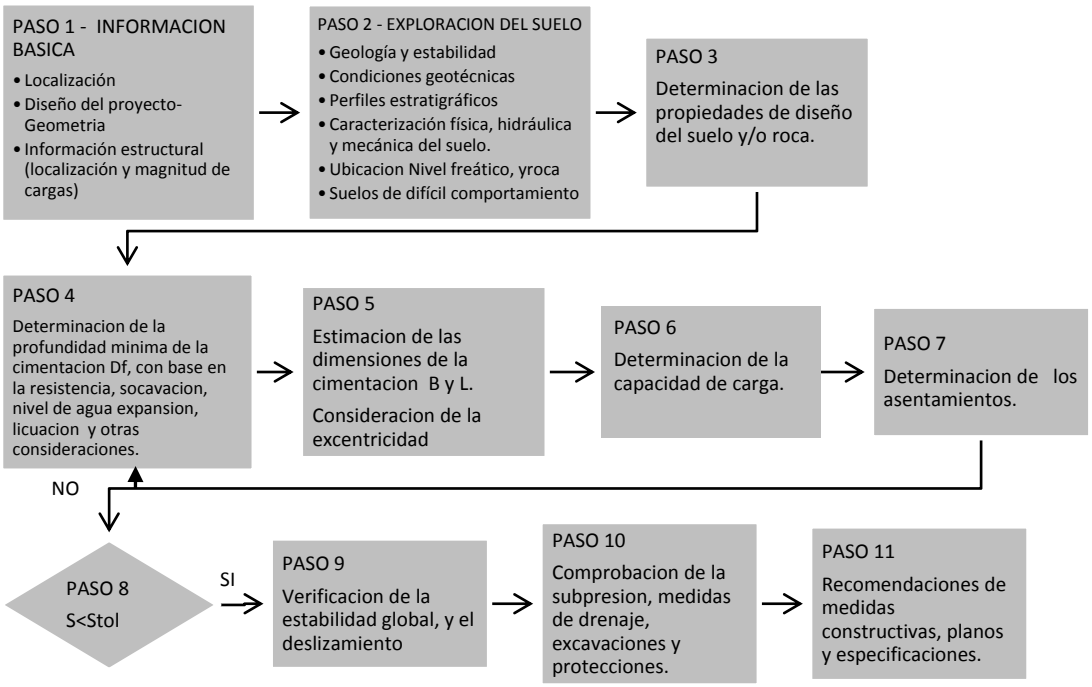


Figura 6.1. Etapas del diseño de una cimentación (Fuente: Elaboración propia)

La información estructural referente a las cargas en cuanto a la magnitud, tipo, combinaciones críticas y la variabilidad de las diferentes cargas involucradas, puesto que la respuesta del sistema cimentación – suelo, describe como la cimentación responde ante la carga lo cual determina el método geotécnico de análisis. La distribución real de cargas también determinará la respuesta del suelo ante la deformación, que será una función de las propiedades de la masa de suelo o del macizo rocoso así como del material estructural de la fundación.

Paso 2 - Exploración del suelo

En la exploración del suelo se deben determinar las condiciones geotécnicas referentes a las propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas del suelo o roca, además de la estructura, disposición y profundidad de los estratos del suelo.

Las condiciones del suelo y de la roca deben ser consecuentes con la geología, puesto que sus relaciones genéticas, marcan la tendencia del comportamiento del suelo o roca ante la imposición de cargas.

A partir de la información de campo, (la cual siempre debe adjuntarse al informe de geotecnia), se deberá establecer en forma grafica el perfil estratigráfico del suelo, por cada perforación o zona homogénea, en el cual se delimitara en forma acotada cada uno de los estratos y posición del agua, los diferentes estratos serán clasificados mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos – USC, los cuales se representaran mediante convenciones que permitan la diferenciación entre los mismos; en el perfil se indicaran las características físicas y mecánicas mas preponderantes.

El perfil estratigráfico será la base para la elaboración del modelo geológico - geotécnico, en el cual se corroborara la información geológica a partir de los resultados que brinde la exploración y ensayos, logrando así tener un concepto claro de la estratigrafía del sitio, lo que permitirá plantear en forma aproximada, las cotas de cimentación, la ubicación de suelos de difícil comportamiento, ubicación del nivel freático, las profundidades de empotramiento y demás características que permitan clarificar los criterios de diseño.

En el Capítulo 3, se plantean las disposiciones sobre la exploración del suelo y ensayos de laboratorio e in situ.

Paso 3 - Determinación de la propiedades de diseño de los suelos y /o roca

En los Capítulos 3 y 4 se indica cómo se definen las propiedades de diseño.

Paso 4 - Determinación de la profundidad de la cimentación

Para la determinación de la profundidad de cimentación D_f, (DELGADO V., 2005) se deberán considerar los siguientes aspectos:

– La cimentación debe soportarse sobre o dentro de un estrato con resistencia y compresibilidad apropiadas para soportar las cargas aplicadas.

- los estratos subyacentes deben tener resistencia y compresibilidad apropiadas, hasta la profundidad donde el efecto de las cargas sean significativas.

- Cambios volumétricos.

- Erosión y socavación.

- Estructuras y cimentaciones adyacentes.

- Excavaciones.

- Operaciones constructivas.

- Profundidad del nivel freático.

- Licuación.

Y demás consideraciones de acuerdo con el proyecto vial que se encuentre en diseño.

Paso 5 - Estimación de las dimensiones de la cimentación *B* y *L*

El especialista en geotecnia con base en elementos estructurales y geotécnicos determina las dimensiones *B* y *L,* que le permitan abordar un diseño, estas dimensiones requieren ser revaluadas una vez se verifiquen las condiciones de excentricidad de la cimentación.

Paso 6 - Estimación de la capacidad de carga

Se seguirán los lineamientos que sobre la estimación de la capacidad de carga ultima o admisible en suelos y rocas, se presentan en este Capítulo, basados en metodologías de varios autores, por lo que el Geotecnista en consideración a su buen juicio y experiencia elegirá el o los que mejor se acomoden a las condiciones del diseño.

En el caso del diseño con el criterio ASD, los diseños deben concluir con la comprobación que los coeficientes de seguridad resultantes superen los valores mínimos que se indican en este Manual.

Paso 7 - Determinar los asentamientos

Al igual que en la determinación de la capacidad de carga, se evaluara la magnitud y los tiempos de los asentamientos totales y diferenciales, de acuerdo con el tipo de suelo.

Paso 8 - Comparación entre los asentamientos calculados y los asentamientos tolerables

Si al comparar los asentamientos diferenciales calculados con los asentamientos diferenciales tolerables, los primeros son menores o iguales a los segundos, se considera que la capacidad de carga es permisible, puesto que cumple con los criterios de estabilidad, de lo contrario se requiere revaluar algún aspecto geométrico, tomar alguna medida de mejoramiento o incluso cambiar el tipo de cimentación.

Paso 9 - Verificación de la estabilidad global y por deslizamiento

Independiente del la metodología elegida ASD o LRFD, se debe efectuar una análisis de estabilidad global a las cimentaciones que se encuentren cerca o sobre un talud, o a cimentaciones de terraplenes sobre suelos blandos, para lo cual se emplearan métodos de cálculo como los de equilibrio limite, fuera del alcance de este Manual.

En el caso de cimentaciones superficiales que se vean sometidas a cargas horizontales como es el caso de las cimentaciones de las estructuras de contención o las cimentaciones de los estribos de los puentes o cualquier otra estructura sometida a cargas horizontales, es necesario comprobar la estabilidad por deslizamiento.

Paso 10 - Comprobación de la subpresión, medidas de drenaje, excavaciones y protecciones.

Además del análisis de estabilidad referido, se requiere que dentro del diseño de la cimentación el geotecnista efectúe todos los diseños complementarios y

verificaciones que se requieran, los cuales deben obligatoriamente formar parte integral del estudio geotécnico, al igual que las actividades del Paso 11 - Recomendaciones de medidas constructivas, planos y especificaciones (ver Figura 6.1).

De todas formas aunque las cimentaciones superficiales se utilicen para soportar puentes, estructuras de contención, y obras de drenaje, ellas no se podrán utilizar en los siguientes casos:

- Cuando se vean afectadas por la acción de la socavación.
- En terraplenes.
- Bajo muros de tierra armada.
- En suelos susceptibles de licuación.

6.6. MODOS DE FALLA

El modo de falla por capacidad portante en el suelo corresponde a una falla por esfuerzo de corte de la masa de suelo que soporta la fundación. Esta ocurre en una de las siguientes formas.

6.6.1. Corte general

De acuerdo con la Figura 6.2, el corte general se puede describir de la siguiente manera:

Cuando la cimentación alcanza la capacidad portante ultima, se desarrolla una condición de flujo plástico en el suelo, La cuña del suelo inmediatamente debajo de la base de la cimentación (zona I), permanece en estado elástico presentando un comportamiento activo de Rankine, se desplaza hacia abajo conjuntamente con la cimentación y empuja lateralmente la zona II, causando que la zona III o zona pasiva de Rankine, se mueva hacia arriba y desarrolle una superficie de falla que forma un ángulo de $45°+\frac{\phi}{2}$ con la horizontal.

Este tipo de falla generalmente es repentina y catastrófica y suele ocurrir a un lado de la cimentación. Después de la falla se puede observar en ambos lados

de la cimentación un abultamiento, se presenta en suelos relativamente incompresibles.

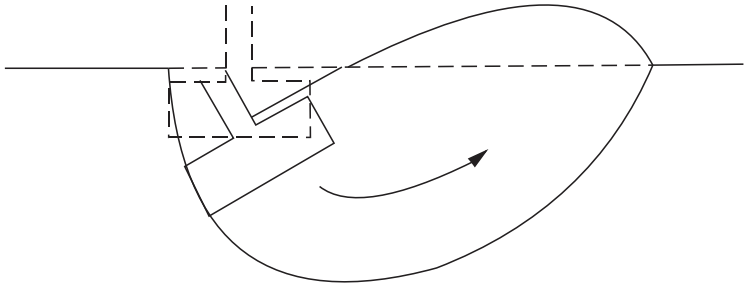


Figura 6.2. Falla por corte general (CODUTO, 2001)

6.6.2. Corte por punzonamiento

Se presenta en forma ligera sin que haya habido evidencia de falla en el suelo, ya que la falla ocurre inicialmente en la zona de compresión del suelo, que queda bajo la cimentación. Esta compresión va acompañada por un movimiento vertical de la cimentación, pudiendo darse en pequeños incrementos, el suelo por fuera del área cargada no se afecta significativamente, generalmente ocurre en suelos sueltos o compresibles, en suelos débiles bajo condiciones de carga drenada.

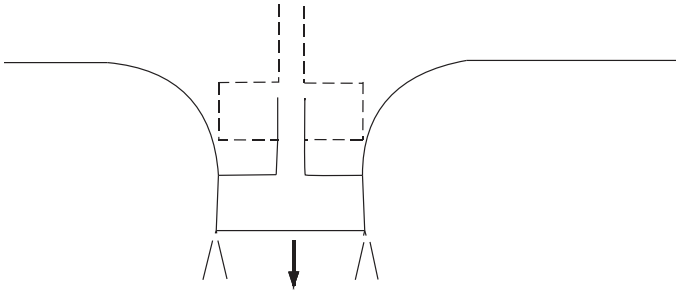


Figura 6.3. Falla por punzonamiento (CODUTO, 2001)

6.6.3. Corte local

La falla por corte local es la combinación de los dos tipos de falla descritas, general y por punzonamiento, se caracteriza porque la superficie de falla es similar a la falla general pero no se extiende hasta la superficie como se indica en la Figura 6.4 presenta compresión del suelo bajo la cimentación y posible abultamiento lateral, pero no por rotación repentina e inclinación de la

fundación, la falla de corte local, puede presentarse en suelos relativamente más sueltos que en la falla por corte general.

El tipo de falla que se presentará en un suelo depende de sus posibilidades de compresión de la masa de suelo, no queriendo decir que únicamente depende del suelo subyacente, sino de la combinación de estratos en la medida en que se presenten intercalaciones de suelos blandos y densos, como se observa en la Figura 6.5, en el caso de las arenas.

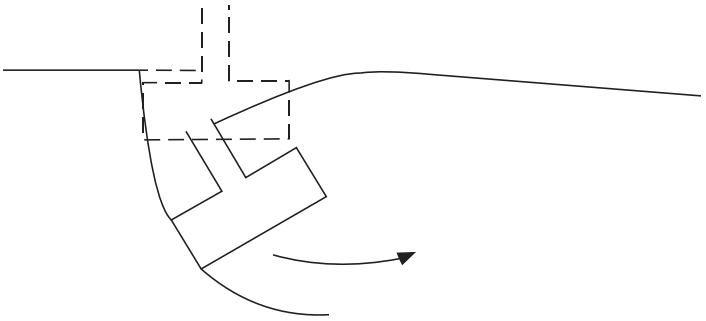


Figura 6.4. Falla por corte local (CODUTO, 2001)

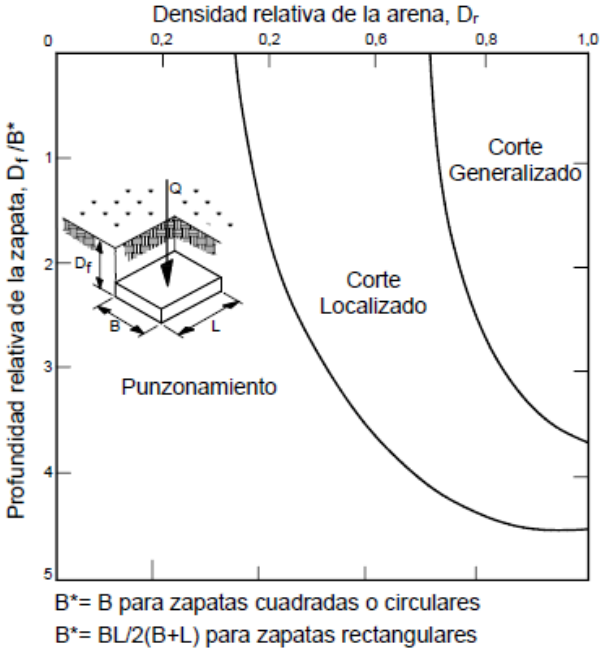


Figura 6.5. Relación entre el tipo de falla y la densidad relativa del suelo – Zapatas en arena (CODUTO, 2001)

6.7. CONDICIONES DE CARGA Y CONCEPTO DE RIGIDEZ

6.7.1. Condición de carga

La capacidad de carga de las zapatas, se debe evaluar utilizando valores representativos de la resistencia al corte del suelo bajo las condiciones de carga que se están analizando.

6.7.1.1. Suelos granulares

La capacidad de carga de las zapatas apoyadas en suelos granulares se debería evaluar tanto para condiciones de carga permanente como para condiciones de sobrecargas de corta duración utilizando métodos de análisis con base en esfuerzos efectivos y los valores de resistencia al corte correspondientes al suelo drenado.

6.7.1.2. Suelos cohesivos

La capacidad de carga de las zapatas apoyadas en suelos cohesivos saturados se debería evaluar para condiciones de sobrecargas de corta duración utilizando métodos de análisis con base en esfuerzos totales y los valores de resistencia al corte del suelo serán no drenada situación denominada de corto plazo.

Además, la capacidad de carga de las zapatas apoyadas en suelos cohesivos, los cuales podrían ablandarse y perder resistencia con el paso del tiempo, se debería evaluar para condiciones de carga permanente utilizando métodos de análisis con base en esfuerzos efectivos y los valores de resistencia al corte correspondientes al suelo drenado.

6.7.2. Concepto de rigidez

El Concepto de rigidez relativa suelo – estructura está relacionado con la distribución de presiones que existe entre la superficie de contacto entre la cimentación y el suelo, siendo sensible a la rigidez de cada uno de ellos.

La distribución desigual de esfuerzos en el suelo, condición que puede generar asentamientos diferenciales inadmisibles, se puede polarizar entre las siguientes opciones:

Cimentaciones relativamente rígidas, que uniformizan la distribución de presiones sobre el suelo, suavizando las presiones acentuadas bajo las zonas más cargadas (ver Figura 6.6a) mientras que en las cimentaciones flexibles la compensación de las partes más cargadas de la cimentación, es parcial, presentando un asentamiento mayor que las partes menos cargadas, que quedarían sobrecompensadas (ver Figura 6.6b).

(a) (b)

Figura 6.6. (a) Cimentación rígida; (b) cimentación flexible

6.8. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

Los estados límite fueron considerados en el Capítulo 2 de este Manual; en este Capítulo los lineamientos ya planteados, se aplicarán a las cimentaciones superficiales.

Como ya se mencionó en el Capítulo 3, se requiere de un entorno apto para la aplicación del Método de diseño LRFD, dado que las cargas y la combinación de cargas deben corresponderse entre el análisis estructural y el análisis geotécnico de las cimentaciones.

A falta de la implementación del método mencionado a nivel local y con el ánimo de advertir sobre los métodos de diseño geotécnico que se imponen en el mundo, en este Capítulo se tomará como referencia la información que sobre el tema desarrolla ampliamente la AASHTO, por lo que se efectuarán los planteamientos básicos para que cuando el diseño geotécnico de las cimentaciones superficiales para estructuras viales se decida efectuar con el método de diseño LRFD, o cuando se desee verificar un diseño geotécnico efectuado con el método LRFD, se cuente con la guía que ofrece este Manual.

De todas formas, en caso de diseño, el ingeniero geotecnista debe efectuar la totalidad del mismo por un solo método (ASD o LRFD).

Factores de resistencia (Método LRFD)

Los factores de resistencia para las cimentaciones superficiales en el estado límite de resistencia, se deberán tomar de acuerdo con la Tabla 6.1, a menos que se encuentren valores más apropiados al proyecto y al entorno y se justifique su modificación.

6.9. CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga es la posibilidad que tiene el suelo para soportar con seguridad, la presión trasmitida por las estructuras sin que suceda una falla por corte ni se generen grandes asentamientos.

La capacidad de carga última q_{ult}, considera que el esfuerzo que se aplica a un suelo, trasmitido por una cimentación, produce una falla en el suelo a lo largo del plano crítico de falla.

La capacidad de carga admisible q_{adm}, es la capacidad de carga última q_{ult} dividida por un factor de seguridad FS apropiado, $q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS}$

6.9.1. Factor de Seguridad FS

El proyecto estructural habitualmente se realiza mediante el método de coeficientes de seguridad parciales, que requieren la utilización de coeficientes de seguridad que mayoran las cargas y minoran las resistencias. En el proyecto geotécnico, podría también aplicarse el concepto estructural, pero en la actualidad no existe experiencia suficiente acerca de los valores de seguridad parciales que se han de utilizar en cada caso.

En este Manual se especifica un proceso de comprobación de la seguridad que está basado en el concepto del coeficiente de seguridad único o global, que encierra en un solo número la imprecisión que ha de considerarse tanto en las cargas como en las resistencias, en los modelos de cálculo o cualquier otra causa de incertidumbre.

Tabla 6.1. Factores de resistencia (AASHTO, 2004)

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN			FACTOR DE RESISTENCIA
Capacidad de carga y empuje pasivo		Arena: - Procedimiento semi - empírico utilizando datos de ensayos SPT	0,45
		- Procedimiento semi - empírico utilizando datos de ensayos de penetración CPT	0,55
		- Método racional – Usando Ø estimado a partir de datos de ensayos SPT	0,35
		Usando Ø estimado a partir de datos de ensayos CPT	0,45
		Arcilla: - Procedimiento semi - empírico utilizando datos de ensayos de penetración CPT	0,50
		- Método racional – Usando la resistencia al corte medida en ensayos en laboratorio	0,60
		Usando la resistencia al corte medida en ensayos de veleta in situ	0,60
		Usando la resistencia al corte estimada a partir de datos de ensayos CPT	0,50
		Roca: - Procedimiento semi-empírico, Carter y Kullhawy (1988)	0,60
		Ensayo de placa	0,55
Deslizamiento	$Ø_\tau$	Hormigón prefabricado colocado sobre arena Usando Ø estimado a partir de datos de ensayos SPT Usando Ø estimado a partir de datos de ensayos CPT	 0,90 0,90
		Hormigón colocado en obra sobre arena Usando Ø estimado a partir de datos de ensayos SPT Usando Ø estimado a partir de datos de ensayos CPT	 0,80 0,80
		El deslizamiento en arcilla es controlado por la resistencia de la arcilla, si la resistencia al corte de la arcilla es menor que 0,5 veces el esfuerzo normal; y es controlado por el esfuerzo normal si la resistencia al corte de la arcilla es mayor que 0,5 veces el esfuerzo normal Arcilla (cuando la resistencia al corte es menor que 0,5 veces el esfuerzo normal)	
		Usando la resistencia al corte medida en ensayos de laboratorio	0,85
		Usando la resistencia al corte medida en ensayos in situ	0,85
		Usando la resistencia al corte estimada a partir de datos de ensayos CPT	0,80
		Arcilla (cuando la resistencia al corte es mayor que 0,5 veces el esfuerzo normal)	0,85
		Suelo sobre suelo	1,0
		Componente de empuje pasivo del suelo de la resistencia al deslizamiento	0,50
	$Ø_{ep}$	Componente de empuje pasivo del suelo de la resistencia al deslizamiento	0,50

Por tanto, en el diseño geotécnico la seguridad será suficiente cuando el factor de seguridad que resulta supere el valor tolerable.

La selección de un factor de seguridad apropiado, como se mencionó, debe considerar la frecuencia y probabilidad de aplicación de cargas así como la combinación de cargas, y las variaciones en los valores de resistencia del suelo; en la Tabla 6.2 se consignan los valores típicos de los factores de seguridad globales.

6.9.2. Método de diseño LRFD (Load Resistance Factor Design)

La capacidad de carga en el estado q_r, en el estado límite de resistencia es:

$$q_r = \phi \quad q_{ult} \qquad [6.1]$$

Donde: q_r: Capacidad de carga en el estado limite.

ϕ: Factor de resistencia especificado en la Tabla 6.1.

q_{ult}: Capacidad de carga nominal o capacidad de carga última.

6.9.2.1. Capacidad de carga última o nominal q_{ult} en suelos

La determinación de q_{ult} es común para los dos métodos (ASD y LRFD), por tanto, para su aplicación en el método de diseño LRFD, se pueden utilizar los procedimientos teóricos que se describen en el numeral 6.9.3.

Tabla 6.2. Factores de seguridad típicos (USACE, 1992)

ESTRUCTURA	FACTOR DE SEGURIDAD
Estructuras de contención	3,0
Excavaciones temporales apuntaladas	>2,0
Puentes	3,5
Zapatas	3,0
Losas de cimentación	>3,0
Cimentaciones profundas con ensayos de carga	2,0
Pilotes hincados	2,5
Cimentaciones profundas sin ensayos de carga	3,0
Pilotes en suelos estratificados	4,0
Grupo de pilotes	3,0

6.9.2.2. Capacidad de carga última o nominal q_{ult} en rocas

El diseño de cimentaciones superficiales en roca, generalmente está controlado por el asentamiento, el deslizamiento y el volcamiento, por tanto la capacidad de carga en roca no es generalmente un factor crítico en el diseño de la cimentación, sin embargo esto no significa que esta verificación no se deba hacer.

En particular la AASHTO, en su metodología de diseño LRFD, propone utilizar el método semiempírico de Carter y Kullhawy (1988), para el cual propone un valor del factor de resistencia de 0,60 de acuerdo con la Tabla 6.1, método el cual permite determinar la capacidad de carga ultima o nominal q_{ult}, de una roca fisurada o triturada, mediante la ecuación 6.2.

$$q_u = J \quad c \quad N_{cr} \qquad [6.2]$$

Donde: J: Factor de corrección.

c: Cohesión de la roca.

N_{cr}: Factor de capacidad portante.

El factor de corrección J, se obtiene de la Figura 6.7, el cual está en función tanto del ancho de la cimentación B, como del espaciamiento vertical de las discontinuidades H.

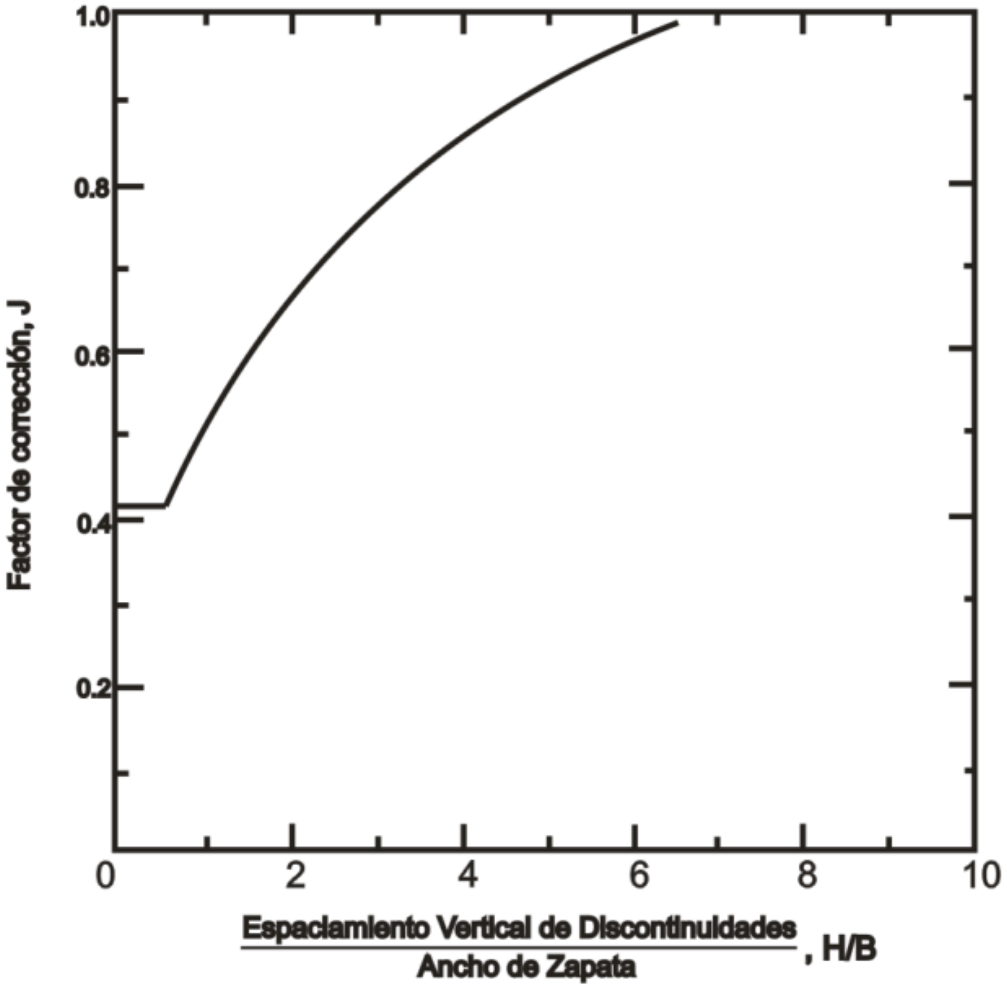


Figura 6.7 . Valores del Factor de corrección J (AASHTO, 2004)

El valor del Factor de capacidad portante N_{cr}, se obtiene de la Figura 6.8, mediante la relación S/B, siendo S el espaciamiento entre discontinuidades.
El valor de cohesión de la roca se obtiene del ensayo de compresión inconfinada, obtenida ensayando un testigo de roca intacta.

La calidad de la masa de roca se puede valorar a partir de los métodos RMR o con el sistema de clasificación de las masas de roca del Instituto Geotécnico Noruego – NGI, como se indica en el Capítulo 3.

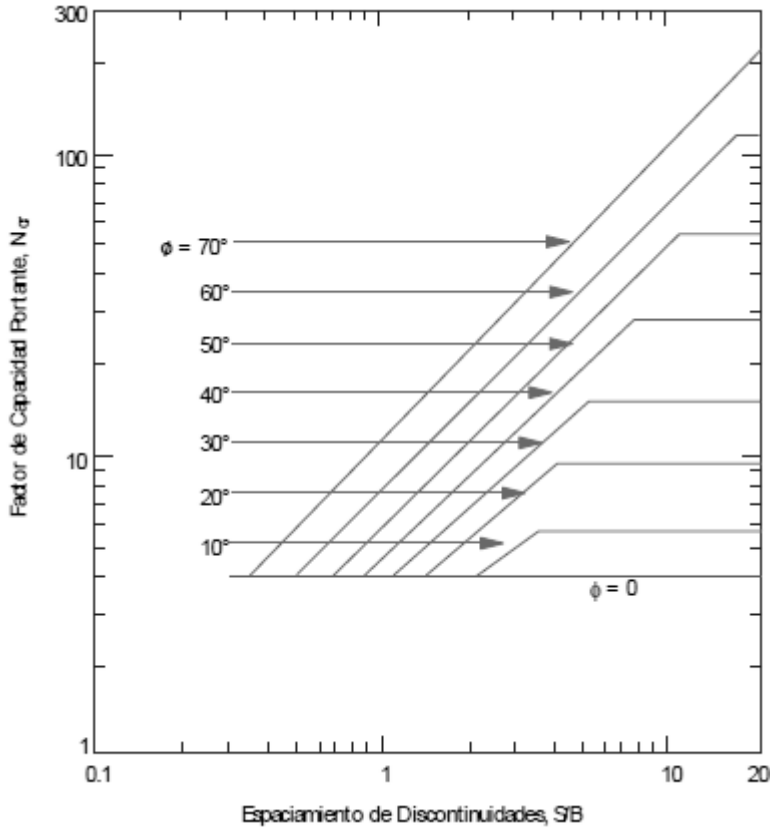


Figura 6.8 . Valores del Factor de corrección N_{cr} (AASHTO, 2004)

La capacidad de carga última de una masa de roca varía entre una pequeña fracción y seis veces la resistencia a la compresión no confinada de los testigos de roca intacta (AASHTO, 2004).

6.9.3. Método de diseño ASD (Allowable Stresses Design)

6.9.3.1. Capacidad de carga en suelos

Procedimientos teóricos

Los mecanismos de falla que conducen a un estado límite último o de resistencia fueron mencionados en el Capítulo 2 de este Manual, por tanto se requiere efectuar las siguientes verificaciones de seguridad de la cimentación:

6.9.3.1.1. Capacidad de carga ultima q_{ult} en suelos

Para la determinación de la capacidad de carga ultima, se seguirá el método de análisis del equilibrio límite, en el cual se define la forma de la superficie de falla y la evaluación de los esfuerzos y deformaciones a lo largo de dicha superficie.

El tema de la capacidad de carga ha sido ampliamente investigado por diversos autores, generando numerosos métodos de análisis. Desde Terzaghi (1943), cuya ecuación desarrolló para una cimentación corrida (L/B>10), carga vertical y falla general, corrigiendo la ecuación para el caso de cimentaciones de forma cuadrada, circular y rectangular mediante la afectación de los términos $c_X N_c$ y $\frac{1}{2}\gamma_X B_X N_\gamma$, con factores de forma s_c y s_γ, incluyendo la falla por corte local. Meyerhoff (1963) adiciona a la ecuación de Terzaghi otros factores para la consideración de los efectos de carga inclinada i_i y profundidad d_i, introduciendo además la disminución en las dimensiones de la cimentación al considerar el efecto de las cargas excéntricas; en el caso de Meyerhof los factores de capacidad de carga son diferentes a los de Terzaghi.

La ecuación de capacidad de carga ultima o nominal de Hansen (1970) es similar a la de Meyerhof, sin embargo este último no solo modifica el factor de carga N_γ sino que introduce los factores que consideran la inclinación de la base de apoyo r_i y la proximidad a un talud t_i, finalmente la ecuación desarrollada por Vesic (1973, 1975), basada en hallazgos teóricos y empíricos, entre las varias alternativas, brinda valores de capacidad de carga más precisos y se puede aplicar en un amplio rango de cargas y condiciones geométricas. Vesic mantiene la formula básica de Terzaghi y los factores de capacidad de carga, forma y profundidad de Hansen a excepción de N_γ, i_q, t_q, r_q.

La ecuación polinómica 6.3, representa dichas condiciones incluyendo todos los factores de corrección mencionados:

$$q_{ult} = c\ N_c\ d_c\ i_c\ s_c\ t_c\ r_c + q\ N_q\ d_q\ i_q\ s_q\ t_q\ r_q + \frac{1}{2}\gamma\ B\ N_\gamma\ d_\gamma\ i_\gamma\ s_\gamma\ t_\gamma\ r_\gamma \qquad [6.3]$$

Donde: q_{ult}: Capacidad de carga última.

q: Sobrecarga actuante en la base de la cimentación $=\gamma D_f$.

γ: Peso Unitario del suelo.

D_f: Profundidad de empotramiento considerada hasta el fondo de la cimentación.

c: Cohesión.

B: Ancho del cimiento (o ancho equivalente del cimiento).

N_c, N_q, N_γ: Factores de capacidad de carga adimensionales que dependen del ángulo de fricción interna ϕ.

d_i, s_i, i_i, t_i, r_i: Factores adimensionales para considerar el efecto de la resistencia al corte local del terreno situado sobre la base de la cimentación, la forma de la cimentación, la inclinación de la carga, la proximidad de la cimentación a un talud y la inclinación del plano de apoyo. Los subíndices q, c y γ, indican en cuál de los tres términos de la ecuación polinómica deben aplicarse.

La capacidad de carga última neta se expresa de la siguiente forma:

$$q_{ult\ neta} = q_{ult} - \gamma \quad D_f \qquad [6.4]$$

Los factores de capacidad de carga se pueden obtener mediante cualquiera de las expresiones analíticas de Terzaghi, Meyerhof, Hansen y Vesic relacionadas en la Tabla 6.3, o en forma directa en la Tabla 6.4.

6.9.3.1.2. Factores que afectan la Capacidad de carga

Cada uno de los tres términos de la ecuación polinómica, debe ser afectado por un factor de corrección, cuyo índice indicara el término al que corresponde, como se muestra en la Tabla 6.5.

La manera de obtener cada uno de ellos se indica a continuación:

Factores de forma s_i

La ecuación para el cálculo de la capacidad de carga es aplicable a cimentaciones corridas donde $\frac{L}{B} \geq 10$. Por tanto para cimentaciones con $\frac{L}{B} < 10$, se requiere de un factor de corrección por forma cuyas ecuaciones se encuentran en la Tabla 6.6.

Tabla 6.3. Ecuaciones de los factores de capacidad de carga (Fuente: Elaboración propia)

N_q	N_c	N_γ
TERZAGHI		
$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right)}$	$N_c = \left(N_q - 1\right)\cot\phi$	$N_\gamma = \frac{1}{2}\left[\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1\right]\tan\phi$
MEYERHOF		
$N_q = e^{\pi\tan\phi}\tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right)$	$N_c = \left(N_q - 1\right)\cot\phi$	$N_\gamma = \left(N_q - 1\right)\tan(1{,}4\ \phi)$
HANSEN		
$N_q = e^{\pi\tan\phi}\tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right)$	$N_c = \left(N_q - 1\right)\cot\phi$	$N_\gamma = 1{,}5\left(N_q - 1\right)\tan\phi$
VESIC		
$N_q = e^{\pi\tan\phi}\tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right)$	$N_c = \left(N_q - 1\right)\cot\phi$	$N_\gamma = 2\left(N_q - 1\right)\tan\phi$

Tabla 6.4. Valores de los factores de capacidad de carga (USACE, 1992)

ϕ	N_c	N_q	N_γ		
			Meyerhof	Hansen	Vesic
0	5,14	1,00	0,00	0,00	0,00
2	5,63	1,20	0,01	0,01	0,15
4	6,18	1,43	0,04	0,05	0,34
6	6,81	1,72	0,11	0,11	0,57
8	7,53	2,06	0,21	0,22	0,86
10	8,34	2,47	0,37	0,39	1,22
12	9,28	2,97	0,60	0,63	1,69
14	10,37	3,59	0,92	0,97	2,29
16	11,63	4,34	1,37	1,43	3,06
18	13,10	5,26	2,00	2,08	4,07
20	14,83	6,40	2,87	2,95	5,39
22	16,88	7,82	4,07	4,13	7,13
24	19,32	9,60	5,72	5,75	9,44
26	22,25	11,85	8,00	7,94	12,54
28	25,80	14,72	11,19	10,94	16,72
30	30,14	18,40	15,67	15,07	22,40
32	35,49	23,18	22,02	20,79	30,21
34	42,16	29,44	31,15	28,77	41,06
36	50,59	37,75	44,43	40,05	56,31
38	61,35	48,93	64,07	56,17	78,02
40	75,31	64,19	93,69	79,54	109,41
42	93,71	85,37	139,32	113,95	155,54
44	118,37	115,31	211,41	165,58	224,63
46	152,10	158,50	328,73	244,64	330,33
48	199,26	222,30	526,44	368,88	495,99
50	266,88	319,05	873,84	568,56	762,85

Tabla 6.5. Factores que afectan la capacidad de carga nominal (Fuente: Elaboración propia)

EFECTO	FACTOR
Forma de la cimentación	s
Profundidad de la cimentación (Resistencia al corte del suelo ubicado sobre el plano de apoyo)	d
Inclinación de la carga	i
Inclinación del plano de apoyo	r
Base de la cimentación en talud	t

Para cimentaciones corridas $s_c = s_q = s_\gamma = 1$, por tanto el factor de forma puede ser omitido.

Tabla 6.6. Factores de corrección por forma (Fuente: Elaboración propia)

AUTOR	Sc	Sq	Sγ
TERZAGHI	s_c=1.0 corrida s_c=1.3 cuadrada s_c=1.3 circular $S_c = \left(1+0{,}2\frac{B}{L}\right)$ rectangular	———	s_γ=1.0 corrida s_γ=0,8 cuadrada s_γ=0,6 circular $S_\gamma = \left(1+0{,}3\frac{B}{L}\right)$ rectangular
MEYERHOF	$s_c = 1+0{,}2 \quad K_p\frac{B}{L}$	$s_q = 1+0{,}1 \quad K_p\frac{B}{L}$ s_q=1 , para ϕ=0°	$s_\gamma = 1+0{,}1 \quad K_p\frac{B}{L}$, para ϕ>10° s_γ=1 , para ϕ=0°
HANSEN	$s_c = 1+\frac{N_q}{N_c}\frac{B}{L}$	$s_q = 1+\frac{B}{L}\tan\phi$	$s_\gamma = 1+0{,}4\frac{B}{L}$
VESIC	$s_c = 1+\frac{N_q}{N_c}\frac{B}{L}$	$s_q = 1+\frac{B}{L}\tan\phi$	$s_\gamma = 1+0{,}4\frac{B}{L}$
$K_p = \tan^2\left(45+\frac{\emptyset}{2}\right)$			

Factores de profundidad d_i

Los factores de profundidad se expresan mediante las ecuaciones de la Tabla 6.7.

Tabla 6.7. Factor de corrección por profundidad (Fuente: Elaboración propia)

AUTOR	Dc	dq	dγ
TERZAGHI	_____	_____	_____
MEYERHOF	$d_c=1+0,2\ \sqrt{K_p}\ \frac{D_f}{B}$	$d_q=1+0,1\ \sqrt{K_p}\ \frac{D_f}{B}$ para $\phi>10°$ $d_q=1$, para $\phi=0°$	$d_\gamma=1+0,1\ \sqrt{K_p}\ \frac{D_f}{B}$ para $\phi>10°$ $d_\gamma=1$, para $\phi=0°$
HANSEN	$d_c=1+0,4\ K$	$d_q=1+2\ \tan\phi\ (1-\sin\phi)^2\ K$	$d_\gamma=1$
VESIC	$d_c=1+0,4\ K$	$d_q=1+2\ \tan\phi\ (1-\sin\phi)^2\ K$	$d_\gamma=1$
$K_p=\tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right)$ $K=\frac{D_f}{B}$ para $\frac{D_f}{B}\leq 1$, $K=\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$ para $\frac{D_f}{B}>1$			

Factor de inclinación de la carga i_i

El factor de inclinación de carga se aplica en caso de cargas que no actúan perpendicular a la base de la cimentación, pero si actúan en su centroide.

Las cargas inclinadas se pueden considerar teniendo en cuenta los efectos de sus componentes axial y cortante, comparando la componente vertical de la carga inclinada con la capacidad de carga y la componente horizontal con la resistencia al deslizamiento, en cuyo caso no se consideran los factores de inclinación, de lo contrario, se deben utilizar las ecuaciones de la Tabla 6.8.

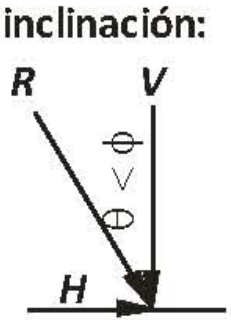


Figura 6.9. Notación de inclinación (BOWLES, 1997)

Tabla 6.8. Factor de corrección por inclinación de la carga (Fuente: Elaboración propia)

AUTOR	i_c	i_q	i_γ
TERZAGHI	_____	_____	_____
MEYERHOF	$i_c = \left(1-\frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1-\frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = \left(1-\frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$ para $\phi>10$ $i_\gamma = 0$, para $\theta>0$ y $\phi=0$
HANSEN	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$i_q = \left[1 - \frac{0{,}5_X H}{V+A_f \ c_a \ \cot\phi}\right]^{\alpha_1}$ $2 \le \alpha_2 \le 5$	$i_\gamma = \left[1 - \frac{(0{,}7-\frac{\delta^\circ}{450^\circ})H}{V+A_f \ c_a \ \cot\phi}\right]^{\alpha_2}$ $\eta>0$, $2 \le \alpha_2 \le 5$
VESIC	$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_q-1}$	$i_q = \left[1 - \frac{H}{V+A_f \ c_a \ \cot\phi}\right]^{m}$	$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V+A_f \ c_a \ \cot\phi}\right]^{m+1}$
$m = m_B = \frac{2+\frac{B}{L}}{1+\frac{B}{L}}$ cuando H es paralela a B , $m = m_L = \frac{2+\frac{L}{B}}{1+\frac{L}{B}}$ cuando H es paralela a L , $m = \sqrt{m_L^2+m_B^2}$			

Donde: θ: Angulo de la resultante R, medido respecto de la vertical (no se considera el signo).

A_f: Área efectiva B' L'.

c_a: Adhesión en la base (0,6 – 1,0 c).

δ: Angulo de inclinación del plano de cimentación con la horizontal.

Si las cargas actúan perpendicular a la base de la cimentación, el factor de inclinación "i_i" es igual a 1 y se puede omitir, al igual que cuando $\phi = 0$.

Factor de inclinación del plano de apoyo r_i

La mayoría de las cimentaciones se diseñan y construyen con bases horizontales, sin embargo si la aplicación de la carga presenta un ángulo de inclinación θ amplio, podría ser mejor inclinar la base de la cimentación con el mismo ángulo de la carga aplicada.

Las ecuaciones de los factores de inclinación de la base se encuentran en la Tabla 6.9 y en la Figura 6.10, se ilustra la notación de ángulos y cargas.

Siempre que sea posible se deben evitar cimentaciones con bases inclinadas, de lo contrario la capacidad de carga nominal se debe reducir con el factor de inclinación r_i.

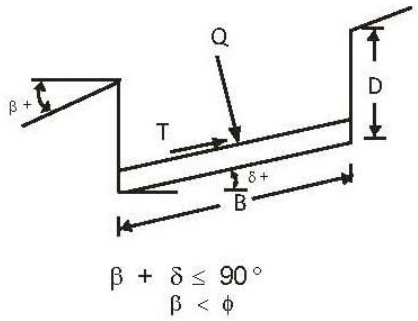


Figura 6.10. Notación de inclinación de base y base de la cimentación en talud (todos los ángulos están en grados) (BOWLES, 1997)

Tabla 6.9. Factor de corrección por inclinación del plano de apoyo (Fuente: Elaboración propia)

AUTOR	r_c	r_q	r_γ
TERZAGHI	_____	_____	_____
MEYERHOF	_____	_____	_____
HANSEN	$r_c=1-\frac{\eta^\circ}{147^\circ}$	$r_q=e^{-2\eta \tan\phi}$	$r_\gamma=e^{-2,7\eta \tan\phi}$
VESIC	$r_c=1-\frac{2\beta}{5,14\tan\phi}$	$r_q=(1-0,017\ \delta\ \tan\phi)^2$	$r_\gamma=(1-0,017\ \delta\ \tan\phi)^2$
η en radianes			

Donde: δ: Angulo de inclinación del plano de cimentación con la horizontal.

β: Pendiente del terreno.

Si el plano de cimentación es horizontal, todos los valores de r_i son iguales a 1 por tanto se pueden omitir.

Factor de base de la cimentación en talud t_i

Cimentaciones con su base sobre un talud presentan una menor capacidad de carga que una cimentación sobre la superficie, en la Figura 6.10 se ilustra la notación de las ecuaciones de la Tabla 6.10.

Tabla 6.10. Factor de corrección por pendiente del terreno (Fuente: Elaboración propia)

AUTOR	t_c	t_q	t_γ
TERZAGHI	_____	_____	_____
MEYERHOF	_____	_____	_____
HANSEN	$t_c=1-\frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	$t_q=(1-0{,}5 \quad \tan\beta)^5$	$t_\gamma=(1-0{,}5 \quad \tan\beta)^5$
VESIC	$t_c = i_q-\frac{1-i_q}{5{,}14 \quad \tan\phi}$	$t_q=(1-\tan\beta)^2$	$t_\gamma=(1-\tan\beta)^2$

A nivel de la superficie $\beta = 0$, por tanto los factores de pendiente son iguales a 1 y se pueden ignorar.

Además de las correcciones anteriores se deberá considerar los siguientes efectos sobre la capacidad de carga última:

Capacidad de carga última de cimentaciones sobre un talud

Cuando las cimentaciones se construyen sobre un talud, como en la Figura 6.11, se puede presentar pérdida de confinamiento lateral, o desplazamiento lento de la cimentación por presencia de creep en el talud, lo cual conlleva a la falla por capacidad de carga.

Para analizar la capacidad de carga se puede utilizar la relación teórica que desarrolló Meyerhof para cimentaciones corridas como se expresa mediante la ecuación 6.5.

$$q_{ult}=c \quad N_{cq}+\frac{1}{2}\gamma \quad B \quad N_{\gamma q} \qquad [6.5]$$

Donde: N_{cq} y $N_{\gamma q}$: Factores de capacidad de carga obtenidos de la Figura 6.12 y Figura 6.13.

En el caso de la Figura 6.13, el número de estabilidad N_s se define como:

$$N_s = \frac{\gamma H}{c} \qquad [6.6]$$

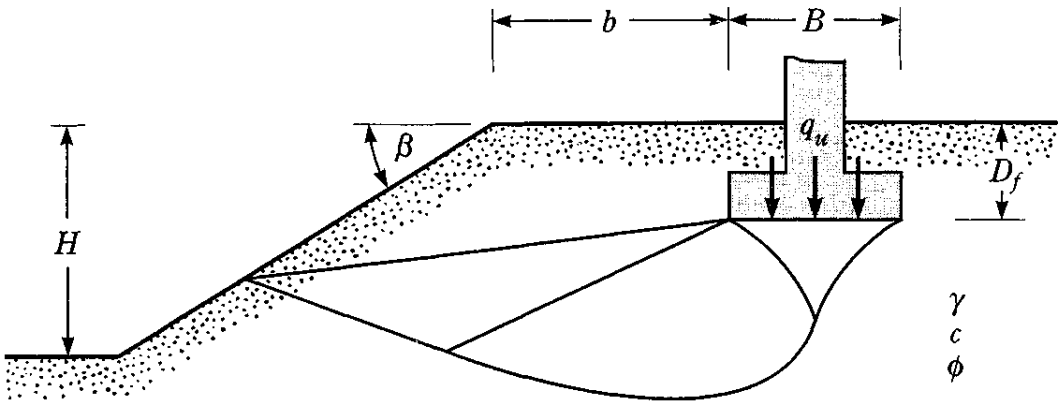


Figura 6.11. Cimentación superficial sobre un talud (DAS, 2006)

- Si B<H, utilizar la curva $N_s = 0$.
- Si B≥H, utilizar la curva para el número de estabilidad N_s calculado.

Excentricidad

La excentricidad (DAS, 2005) se presenta cuando las cimentaciones superficiales están sometidas a cargas verticales que no actúan en el centro de gravedad, produciendo una distribución de presiones no uniforme, como se muestra en la Figura 6.14a.

Otra condición de excentricidad se produce cuando se aplica a la cimentación la combinación de cargas con momentos los cuales pueden ser permanentes o temporales como es el caso de las cargas por sismo o por viento, como en la Figura 6.14b, produciendo una distribución de presiones no uniforme.

La metodología para el diseño de fundaciones que presentan cargas excéntricas, transforma la distribución de presiones no uniforme debida a la carga excéntrica en una distribución de presiones equivalente uniforme sobre un área efectiva, que es más pequeña que el área de la cimentación original, de tal forma que la aplicación de la carga excéntrica pase por el centroide del área efectiva A_f', como se muestra en la Figura 6.14. Este procedimiento

sugerido por Meyerhof (1953), se denomina como el método del área efectiva.

La corrección por excentricidad en una dirección se aplica reduciendo el ancho B o el largo L como se muestra en las ecuaciones 6.7 y 6.8.

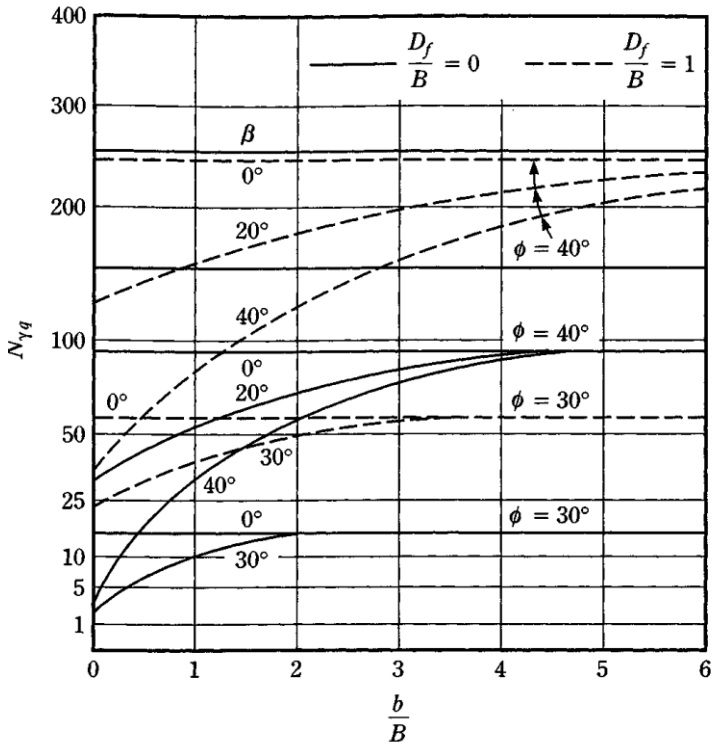


Figura 6.12. Factor de capacidad de carga $N_{\gamma q}$ (DAS, 2006)

$$B' = B - 2\ e_B \qquad [6.7]$$

$$L' = L - 2\ e_L \qquad [6.8]$$

Donde: e_B: Excentricidad en la dirección B, $\left(e_B = \frac{M_B}{V}\right)$.

e_L: Excentricidad en la dirección L, $\left(e_L = \frac{M_L}{V}\right)$.

M_B, M_L: Momentos en la dirección B y L respectivamente.

V: Componente vertical de las cargas actuantes.

A: Área efectiva B' x L'.

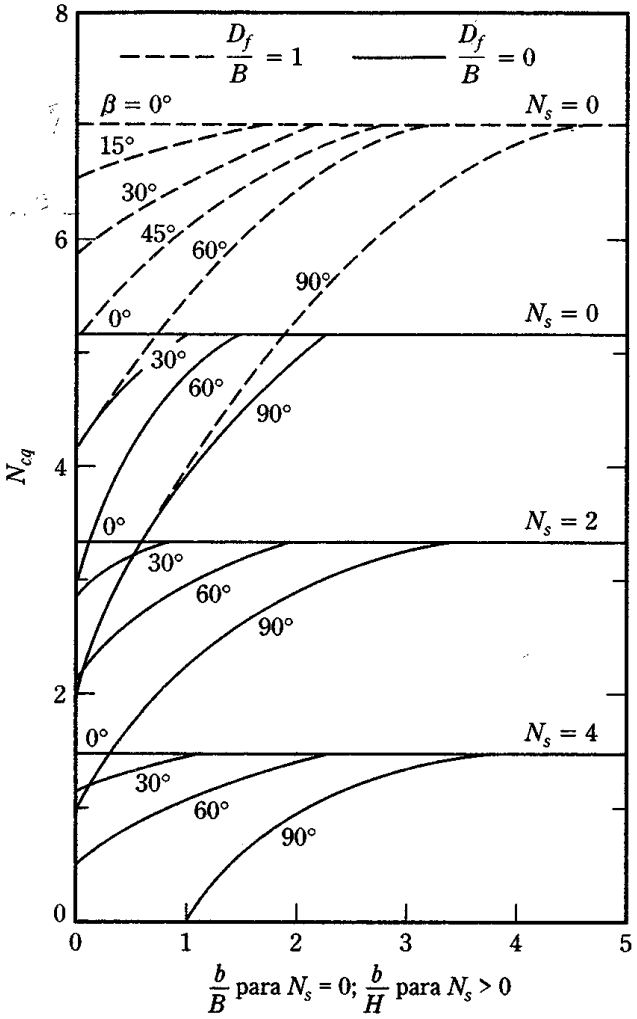


Figura 6.13. Factor de capacidad de carga N_{cq} (DAS, 2006)

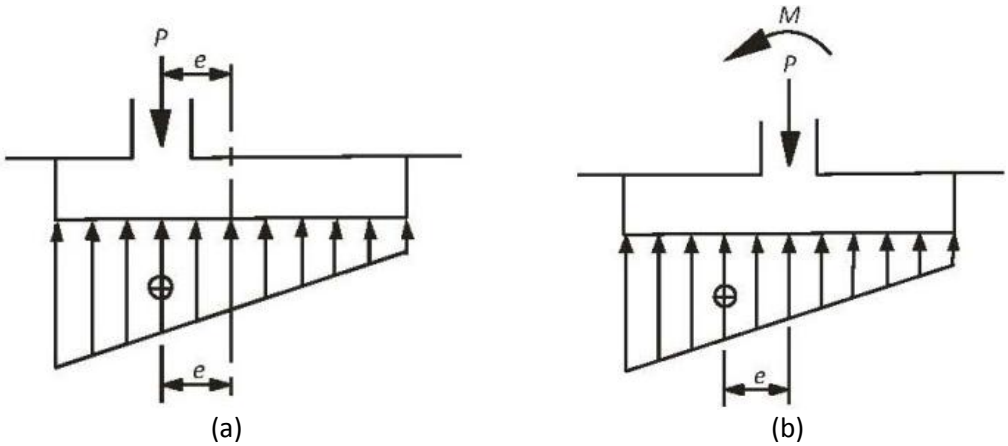


Figura 6.14. (a) Carga excéntrica; (b) Carga y momento (DAS, 2006)

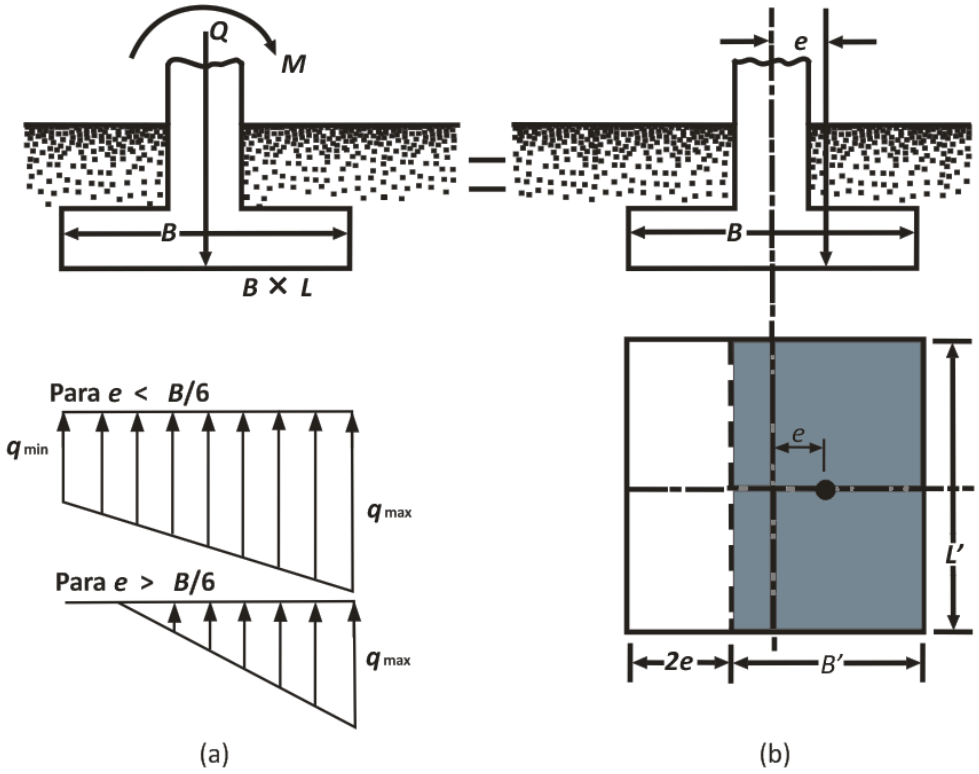


Figura 6.15. (a) Distribución de presiones no uniforme; (b) Área efectiva (DAS, 2006)

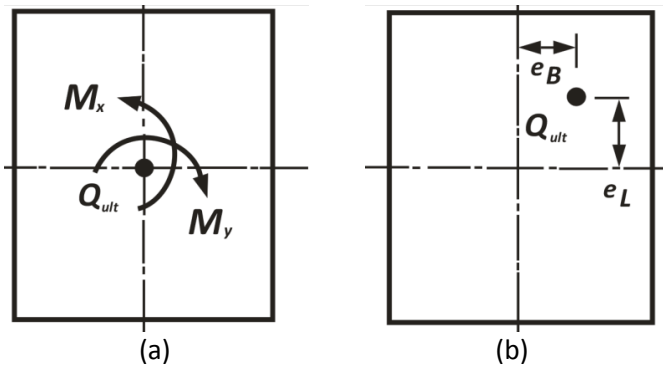


Figura 6.16. (a) Componentes "x" y "y" del momento M; (b) Equivalencia a una carga excéntrica (DAS, 2006)

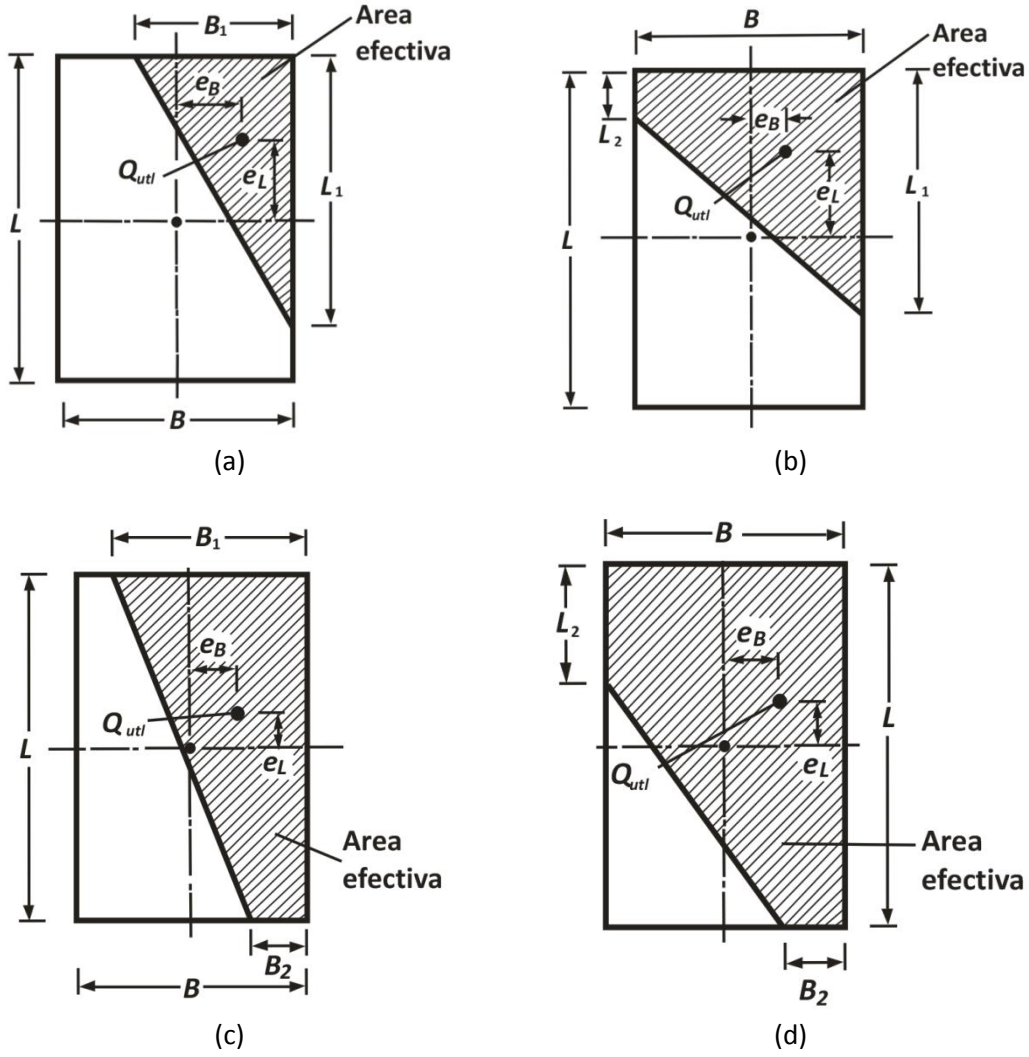


Figura 6.17. (a) Caso I; (b) Caso II; (c) Caso III; (d) Caso IV (DAS, 2006)

Tabla 6.11. Excentricidad en dos direcciones (adaptado de DAS (2006))

CASO	CONDICIÓN DE EXCENTRICIDAD	A´ (ÁREA EFECTIVA)	B’	L’	B_1, B_2, L_1, L_2
I	$\frac{e_L}{L} \geq \frac{1}{6}$; $\frac{e_B}{B} \geq \frac{1}{6}$	$A' = \frac{1}{2} B_1 L_1$	$B' = \frac{A'}{L'}$	$L' = B_1$ o L_1 (se escoge el mayor)	$B_1 = B\left(1{,}5 - \frac{3e_B}{B}\right)$ $L_1 = L\left(1{,}5 - \frac{3e_L}{L}\right)$
II	$\frac{e_L}{L} < \frac{1}{2}$ $0 \leq \frac{e_B}{B} < \frac{1}{6}$	$A' = \frac{1}{2}(L_1 + L_2)B$	$B' = \frac{A'}{L_1 \text{ o } L_2}$ (se escoge el mayor)	$L' = L_1$ o L_2 (se escoge el mayor)	L_1 y L_2 Ver Figura 6.12
III	$\frac{e_L}{L} < \frac{1}{6}$ $0 \leq \frac{e_B}{B} < \frac{1}{2}$	$A' = \frac{1}{2}(B_1 + B_2)L$	$B' = \frac{A'}{L}$	$L' = L$	B_1 y B_2 Ver Figura 6.13
IV	$\frac{e_L}{L} < \frac{1}{6}$; $\frac{e_B}{B} < \frac{1}{6}$	$A' = L_2 B + \frac{1}{2}(B + B_2)(L - L_2)$	$B' = \frac{A'}{L}$	$L' = L$	B_2 y L_2 Ver Figura 6.14

Las dimensiones B´ y L' se deben utilizar en las ecuaciones del factor de forma, en el termino $\frac{1}{2}\gamma B'N_\gamma$, de la ecuación de carga nominal y para la determinación del área efectiva de la cimentación $A' = B'_X L'$, mas no en las ecuaciones del factor de profundidad.

Cuando la excentricidad es en las dos direcciones como se aprecia en la Figura 6.16, se debe aplicar la metodología que ofrece la literatura científica, la cual se sintetiza en la Tabla 6.11 y se aprecia en la Figura 6.17.

En el caso II, las dimensiones L_1 Y L_2, se obtienen de la Figura 6.18.

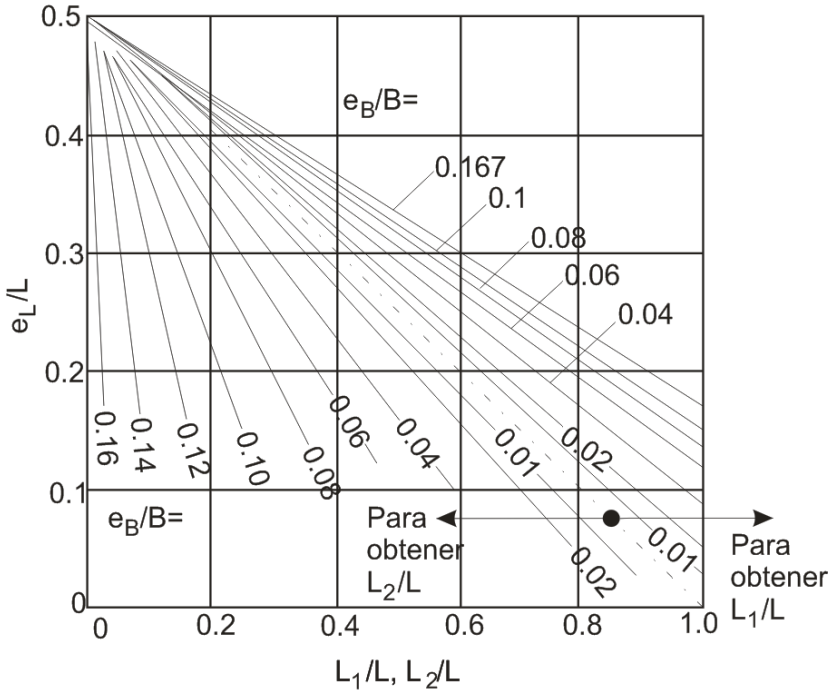


Figura 6.18. Valores de L_1 y L_2 para el caso II (DAS, 2006)

En el caso III, las dimensiones B_1 y B_2 se obtienen en la Figura 6.19.

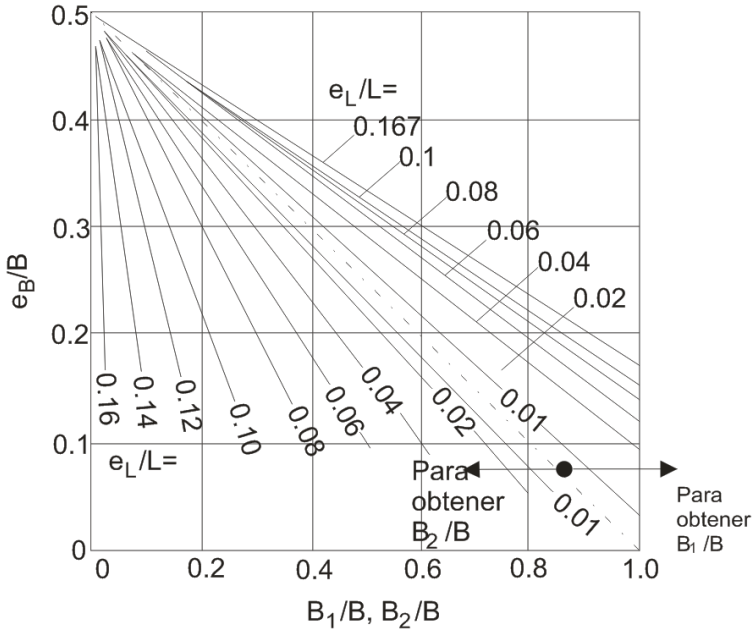


Figura 6.19. Valores de B_1 y B_2 para el caso III (DAS, 2006)

En el caso IV, las dimensiones B_2 y L_2 se obtienen en la Figura 6.20.

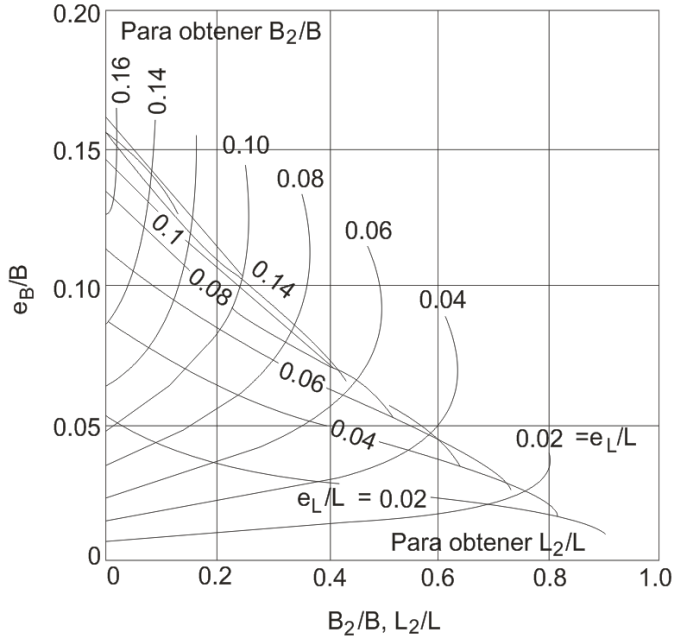


Figura 6.20. Valores de B2 y L2 para el caso IV (DAS, 2006)

Con las dimensiones ancho efectivo B' y largo efectivo L', se determinan los valores de los factores de forma s_i y como se mencionó anteriormente en el

tercer término de la ecuación de capacidad de carga nominal. Estos valores de B' y L' no se deben utilizar para calcular los factores de profundidad d_i.

Capacidad de carga nominal en suelos estratificados

Si el perfil estratigráfico contiene un segundo estrato de suelo cuyas propiedades diferentes afectan la resistencia al corte a una distancia debajo de la zapata menor que H_{CRIT}, en tales casos, la superficie de falla puede extenderse a través de dos o más estratos, por lo que la capacidad de carga del sistema de suelos se deberá determinar usando los requisitos indicados en el presente documento. Si la distancia debajo de la zapata es igual o superior a H_{CRIT}, la superficie de falla estará completamente localizada en el estrato superior del suelo. La distancia H_{CRIT} se puede tomar como se indica en la ecuación 6.9:

$$H_{CRIT} = \frac{3B \quad \ln\left(\frac{q_1}{q_2}\right)}{2\left[1+\frac{B}{L}\right]} \qquad [6.9]$$

Donde:

q_1: Capacidad de carga última de una zapata apoyada en el estrato superior de un sistema de dos capas, suponiendo que el estrato superior es infinitamente grueso.

q_2: Capacidad de carga última de una zapata ficticia que tiene el mismo tamaño y geometría que la zapata real pero que está apoyada en la superficie del segundo estrato (estrato inferior) de un sistema de dos capas.

B: Ancho de la zapata.

L: Longitud de la zapata.

Cuando la distancia bajo la cimentación es menor que H_{CRIT}, se consideran los siguientes casos:

Caso 1 - Cimentación sobre estratos con c y ϕ

Estrato superior más fuerte que el estrato subyacente (c_i , $\phi_i > \phi_{i-1}$, ci_{-1})

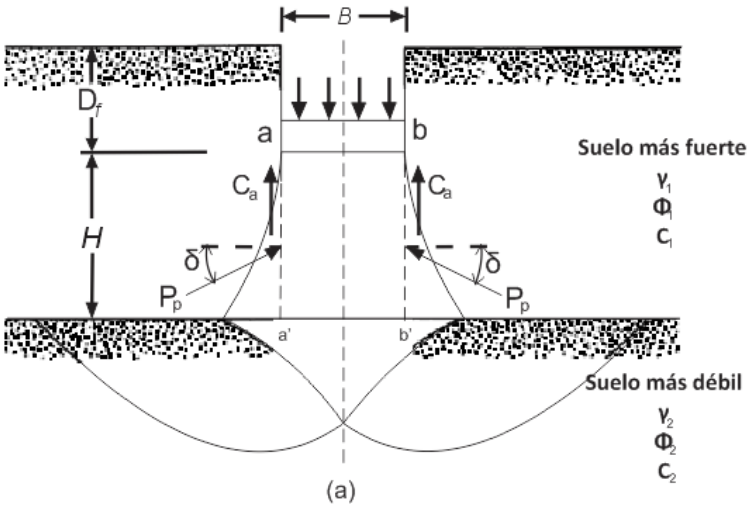


Figura 6.21 Capacidad de carga en suelos estratificados $H>H_{crit}$ (DAS, 2006)

De acuerdo con la Figura 6.21, para una cimentación corrida la capacidad de carga nominal se determina mediante la ecuación 6.10 así:

$$q_{ult} = q_b + \left(\frac{2c_a H}{B}\right) + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right)\left(\frac{K_s tg\phi_1}{B}\right) - \gamma_1 H \leq q_t \qquad [6.10]$$

En el caso de cimentaciones rectangulares se aplica la ecuación 6.11.

$$q_{ult} = q_b + \left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(\frac{2c_a H}{B}\right) + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(1 + \frac{2D_f}{H}\right)\left(\frac{K_s tg\emptyset_1}{B}\right) - \gamma_1 H \leq q_t \qquad [6.11]$$

Para los dos tipos de cimentación las ecuaciones 6.12 y 6.13 son aplicables.

$$q_b = c_2 N_{C(2)}\, s_{c2} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} s_{q2} + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_{\gamma(2)} s_{\gamma(2)} \qquad [6.12]$$

$$q_t = c_1 N_{C(1)}\, s_{c1} + \gamma_1 D_f N_{q(1)} s_{q1} + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_{\gamma(1)} s_{\gamma(1)} \qquad [6.13]$$

Donde:

q_b: Capacidad de carga nominal en el estrato inferior del suelo.

B, L: Ancho de la cimentación, largo de la cimentación.

c_a: Adhesión (Figura 6.23).

H: Profundidad tomada desde la base de la cimentación hasta el nivel superior del estrato subyacente.

γ_1, γ_2: Pesos unitarios de los estratos 1 y 2 respectivamente.

D: Profundidad de la cimentación.

ϕ_1: Ángulo de fricción del estrato 1.

N_{ci}, N_{qi}, $N_{\gamma i}$: Factores de capacidad de carga para el estrato i.

s_{ci}, s_{qi}, $s_{\gamma i}$: Factores de forma con respecto al estrato i.

K_s: Coeficiente de corte por punzonamiento (ver Figura 6.22), para:

$$q_1 = c_1 N_{C1} + \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma 1}$$

$$q_2 = c_2 N_{C2} + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_{\gamma 2}$$

Caso 2 - El estrato superior de arena fuerte sobreyaciendo una arcilla suave saturada ($\phi_2 = 0$).

Se puede utilizar la ecuación 6.14.

$$q_u = \left(1+0{,}2\frac{B}{L}\right) 5{,}14\ c_2 + \gamma_1 H^2 \left(1+\frac{B}{L}\right)\left(1+\frac{2D_f}{H}\right)\left(\frac{K_s tg\emptyset_1}{B}\right) + \gamma_1 D_f \leq \gamma_1 D_f N_{q(1)} s_{q1} + \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)} s_{\gamma(1)} \quad [6.14]$$

Donde: K_s: Coeficiente de corte por punzonamiento (ver Figura 6.21), para:

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{5{,}14 c_2}{0{,}5\gamma_1 B N_{\gamma 1}}$$

Caso 3 - El estrato superior de arena fuerte sobreyaciendo una arena débil ($c_1 = c_2 = 0$).

$$q_u = \gamma_1 (D_f + H) N_{q2} s_{q2} + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_{\gamma(2)} s_{\gamma(2)} + \gamma_1 H \left(1+\frac{B}{L}\right)\left(1+\frac{2D_f}{H}\right)\left(\frac{K_s tg\emptyset_1}{B}\right) - \gamma_1 H \leq q_t \quad [6.15]$$

Donde:

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} s_{q1} + \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)} s_{\gamma(1)} \quad [6.16]$$

K_s: Coeficiente de corte por punzonamiento (ver Figura 6.21), para:

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{\gamma_2 N_{\gamma 2}}{\gamma_1 N_{\gamma 1}}$$

Caso 4 - El estrato superior es de arcilla saturada fuerte ($\phi 1 = 0$), sobreyaciendo una arcilla saturada débil ($\phi 2 = 0$), se puede utilizar la ecuación 6.17.

$$q_u = \left(1+0{,}2\frac{B}{L}\right) 5{,}14\ c_2 + \left(1+\frac{B}{L}\right)\left(\frac{2c_a H}{B}\right) + \gamma_1 D_f \leq q_t \quad [6.17]$$

Donde:

$$q_t = \left(1+0{,}2\frac{B}{L}\right) 5{,}14\ c_1 + \gamma_1 D_f \qquad [6.18]$$

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2}{c_1}$$

6.9.3.1.3. Influencia del agua

La presencia del nivel freático afecta la ecuación 6.3, dependiendo de su ubicación respecto del nivel de desplante de la cimentación (Figura 6.24). Se consideran los siguientes casos:

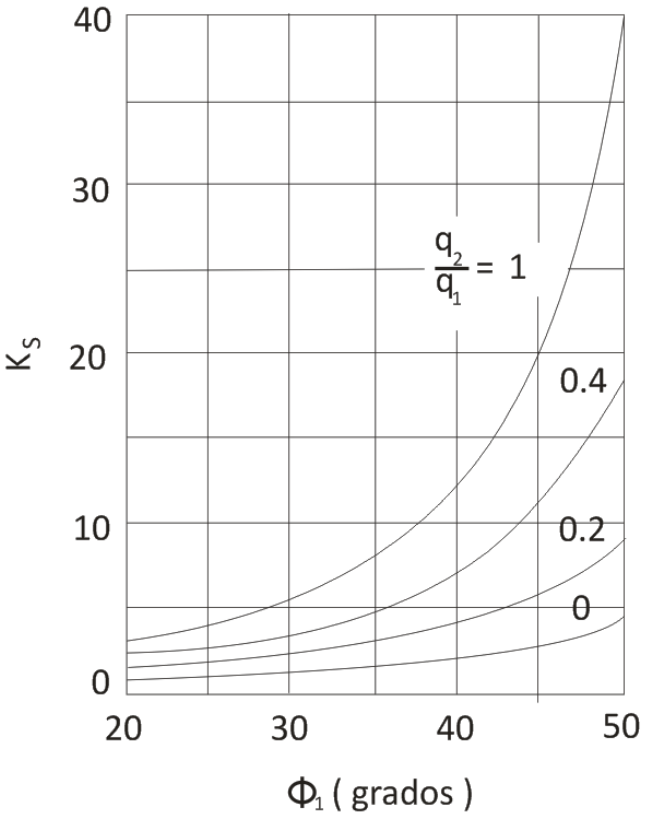


Figura 6.22. Coeficiente K_s de corte por punzonamiento, según Meyerhof y Hanna

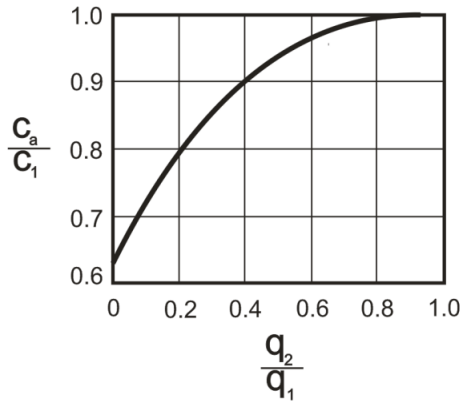


Figura 6.23. Determinación de la Adhesión c_a, según Meyerhof y Hanna

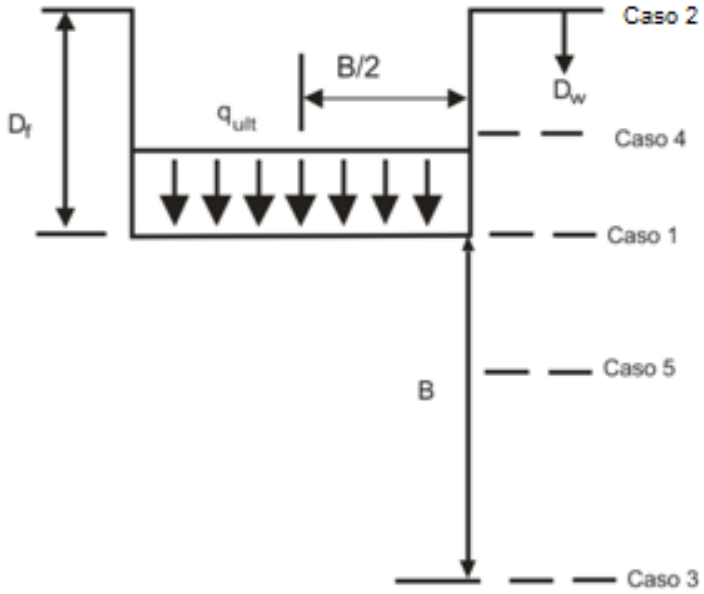


Figura 6.24. Influencia del nivel freático en la capacidad de carga nominal (Fuente: Elaboración propia)

Caso 1 - $D_w = D_f$

En este caso el nivel freático se encuentra en la base de la cimentación, por tanto el suelo por encima del nivel de desplante de la cimentación se encuentra con su humedad natural, mientras que el suelo que se encuentra por debajo de la cimentación esta en condición sumergida. Por tanto el peso unitario en el tercer término de la ecuación 6.3 (N_γ) se tomará sumergido $\gamma' = \gamma - \gamma_w$ y el peso unitario en el segundo término de la ecuación 6.3 (N_q), se tomará como el peso unitario total. La ecuación de capacidad de carga nominal quedaría:

$$q_{ult}=c\ N_c\ d_c\ i_c\ s_c\ t_c\ r_c+\gamma_{hum}\ D_f\ N_q\ d_q\ i_q\ s_q\ t_q\ r_q+\frac{1}{2}\gamma'\ B\ N_\gamma\ d_\gamma\ i_{\gamma x}s_\gamma\ t_\gamma\ r_\gamma \qquad [6.19]$$

Caso 2 - $D_w = 0$

En este caso el nivel freático se encuentra en la superficie del terreno, por lo que el peso unitario en los dos términos de la ecuación 6.3 (N_q , N_γ) se considera sumergido y la ecuación de la capacidad de carga nominal será:

$$q_{ult}=c\ N_c\ d_c\ i_c\ s_c\ t_c\ r_c+\gamma'\ D_f\ N_q\ d_q\ i_q\ s_q\ t_q\ r_q+\frac{1}{2}\gamma'\ B\ N_\gamma\ d_\gamma\ i_\gamma\ s_\gamma\ t_\gamma\ r \qquad [6.20]$$

Caso 3 - $D_w = D_f + B$

En este caso el nivel freático se encuentra a una distancia B bajo la base de la cimentación D_f, luego el peso unitario en los dos términos de la ecuación 6.3 (N_q, N_γ) es el peso unitario total. La ecuación de capacidad de carga nominal quedaría:

$$q_{ult}=c\ N_c\ d_c\ i_c\ s_c\ t_c\ r_c+\gamma\ D_f\ N_q\ d_q\ i_q\ s_q\ t_q\ r_q+\frac{1}{2}\gamma\ B\ N_\gamma\ d_\gamma\ i_\gamma\ s_\gamma\ t_\gamma\ r_\gamma \qquad [6.21]$$

Caso 4 – Caso intermedio $0 > D_w > D_f$

En este caso el nivel freático se encuentra entre la superficie del terreno y la base de la cimentación, por lo que el suelo que se encuentra por encima del nivel freático se encuentra con su humedad natural, mientras que el suelo que se encuentra por debajo del nivel freático esta en condición sumergida. Por tanto el peso unitario en el tercer término de la ecuación 6.3 (N_γ) se tomara sumergido $\gamma' = \gamma-\gamma_w$ y el peso unitario en el segundo término de la ecuación 6.3 (N_q), se tomara como el peso unitario total por encima del nivel freático y sumergido por debajo del nivel freático. La ecuación de capacidad de carga nominal quedaría:

$$q_{ult}=c\ N_c\ d_c\ i_c\ s_c\ t_c\ r_c+q\ N_q\ d_q\ i_q\ s_q\ t_q\ r_q+\frac{1}{2}\gamma'\ B\ N_\gamma\ d_\gamma\ i_\gamma\ s_\gamma\ t_\gamma\ r_\gamma \qquad [6.22]$$

Donde: $q = \gamma_{hum}D_w+\gamma'(D_f-D_w)$;

D_w: Profundidad en la que se encuentra el nivel freático.

Caso 5 - $D_f > D_w > (D_f + B)$

En este caso el nivel freático se encuentra por debajo de la base de la cimentación, por tanto el suelo por encima del nivel de desplante de la cimentación se encuentra con su humedad natural, mientras que el suelo que se encuentra por debajo del nivel freático esta en condición sumergida. Por tanto el peso unitario en el tercer término de la ecuación 6.3 (N_γ) se tomará como un peso unitario promedio $\bar{\gamma}$ y el peso unitario en el segundo término de la ecuación 6.3 (N_q), se tomará como el peso unitario total. La ecuación de capacidad de carga nominal quedaría entonces:

$$q_{ult} = c\ N_c\ d_c\ i_c\ s_c\ t_c\ r_c + \gamma\ D_f\ N_q\ d_q\ i_q\ s_q\ t_q\ r_q + \frac{1}{2}\bar{\gamma}\ B\ N_\gamma\ d_\gamma\ i_\gamma\ s_\gamma\ t_\gamma\ r_\gamma \qquad [6.23]$$

Donde: $\bar{\gamma} = \gamma' + \left(\frac{D_w - D_f}{B}\right)(\gamma - \gamma')$

Cuando el agua se encuentre en condición de flujo, bajo un gradiente hidráulico, el peso unitario del suelo se toma de acuerdo con la ecuación 6.24.

$$\gamma = \gamma - \gamma_w(1 + i) \qquad [6.24]$$

Donde: i: Gradiente hidráulico.

γ_w: Peso unitario del agua.

6.9.3.1.4. Consideraciones adicionales sobre los factores de corrección de la capacidad de carga

La AASHTO (2002), recomienda calcular los factores de forma s_i, utilizando las dimensiones efectivas de la cimentación B' y L', sin embargo las referencias bibliográficas originales (Vesic, 1975) no especifican dicha recomendación.

Como la mayoría de las veces el Ingeniero Geotecnista no conoce las cargas que producen excentricidad, se recomienda que se utilicen las dimensiones completas para calcular los factores de forma de acuerdo con las ecuaciones dadas en la Tabla 6.6.

Bowles (1996) recomendó que los factores de forma s_i e inclinación i_i, no fueran utilizados simultáneamente, puesto que el efecto de las cargas inclinadas puede ser considerado en el análisis de la excentricidad.

Ejemplo de aplicación

Determinar la capacidad de carga última y admisible utilizando los métodos de diseño ASD y LRFD de una zapata rectangular de 3.0 m de ancho B y 6.0 m de largo L, a una profundidad de desplante D_f de 2.0 m. y una profundidad del nivel freático de 1.0 m a partir de la superficie del suelo. Los valores de resistencia obtenidos fueron c_u = 67 kN/m^2, peso unitario bajo el nivel freático γ = 18 kN/m^3, peso unitario arriba del nivel freático γ = 16 kN/m^3, para los siguientes casos, utilizando los métodos de Meyerhoff y Vesic:

a) Carga vertical en superficie horizontal ϕ=0°.

b) Carga inclinada con carga vertical V= 45 kN y carga horizontal H = 9 kN, en superficie horizontal con c = 0 y ϕ = 30°.

c) Carga vertical y base inclinada con un ángulo de inclinación δ = 5°, en talud con ángulo de inclinación β = 15°, carga vertical V = 45 kN, M_B= 7 kN*m, M_L=14 kN*m, c = 0 y ϕ = 26°.

Solución

a) Carga vertical en superficie horizontal

Para determinar la capacidad de carga última se utiliza la ecuación 6.3

$$q_{ult}=c\ N_c\ d_c\ i_c\ s_c\ t_c\ r_c+q\ N_q\ d_q\ i_q\ s_q\ t_q\ r_q+\frac{1}{2}\gamma\ B\ N_\gamma\ d_\gamma\ i_\gamma\ s_\gamma\ t_\gamma\ r_\gamma$$

Método de Meyerhoff

El factor de corrección i_i no se considera por no haber cargas inclinadas, los factores t_i y r_i de superficie inclinada y cimentación sobre talud no se consideran en el método de Meyerhoff.

- Factores de capacidad de carga:
  Para $\phi = 0$, de la Tabla 6.4 se obtiene $N_c = 5,14$; $N_q = 1,0$ y $N_\gamma = 0$

Factores de corrección:

- Forma $s_c = 1 + 0,2\, K_p \frac{B}{L} = 1 + 0,2 \tan^2(45+0) \frac{3}{6} = 1,1$
  $s_q = 1$ para $\phi = 0$

- Profundidad $d_c = 1 + 0,2 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{B} = 1 + 0,2 \tan (45 + 0) \frac{2}{3} = 1,133$
  $d_q = 1$ para $\phi = 0$

- Sobrecarga $q = 1*16 + 1(18 - 9,8) = 24,2$ kN/m^2

- Capacidad de carga última:
  $q_{ult} = 67*5,14*1,1*1,133 + 24,2*1,0*1,0*1,0 = 453,40$ kN/m^2

- Capacidad de carga admisible:
  Metodo ASD: De la Tabla 6.2, el FS = 3

$$\mathbf{q_{adm} = \frac{453,40}{3} = 151,13\ kN/m^2}$$

  Metodo LRFD: Capacidad de carga en el estado límite de resistencia. De la Tabla 6.1 el factor de resistencia en arcilla para resistencia al corte medida en ensayos de laboratorio es 0,60.

$$\mathbf{q_r = \phi q_{ult} = 0,60*453,40 = 272,04\ kN/m^2}$$

Método de Vesic

- Factores de capacidad de carga:
  Para $\phi = 0$, de la Tabla 6.4 se obtiene $N_c = 5,14$, $N_q = 1,0$ y $N_\gamma = 0$

Factores de corrección:

- Forma $s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L} = 1 + \frac{1}{5,14} * \frac{3}{6} = 1,097$
  $s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1 + \frac{3}{6} \tan 0 = 1,0$

- Profundidad: $d_c = 1 + 0{,}4\ K = 1 + 0{,}4\ \frac{2}{3} = 1{,}268$

  $d_q = 1 + 2 \tan\phi \left(1 - \sin\phi\right)^2 K = 1{,}0$

- Sobrecarga $q = 1*16 + 1\ (18 - 9{,}8) = 24{,}2\ kN/m^2$

- Capacidad de carga

  $q_{ult} = 67*5{,}14*1{,}097*1{,}268 + 24{,}2*1{,}0*1{,}0*1{,}0 = 503{,}23\ kN/m^2$

  Método ASD: de la Tabla 6.2 el FS=3

  $$\mathbf{q_{adm} = \frac{503{,}23}{3} = 167{,}74\ KN/m^2}$$

  Método LRFD: Capacidad de carga en el estado limite de resistencia. De la Tabla 6.1 el factor de resistencia en arcilla para resistencia al corte medida en ensayos de laboratorio es 0,60.

  $$\mathbf{q_r = \phi\ q_{ult} = 0{,}60*503{,}23 = 301{,}94\ kN/m^2}$$

b) Carga inclinada en superficie horizontal

Método de Meyerhoff

Los factores de corrección t_i y r_i no se consideran por no haber superficie inclinada, ni cimentación sobre talud.

- Factores de capacidad de carga: No se considera N_c.
  Para $\phi = 30°$, de la Tabla 6.4 se obtiene $N_q = 18{,}40$ y $N_\gamma = 15{,}67$

Factores de corrección: No se consideran los factores que corresponden al término de cohesión.

- Forma $s_q = s_\gamma = 1 + 0{,}1 K_p \frac{B}{L} = 1 + 0{,}1 \tan^2\left(45 + \frac{30}{2}\right)\frac{3}{6} = 1{,}15$

- Profundidad $d_q = d_\gamma = 1 + 0{,}1\sqrt{K_p}\frac{D_f}{B} = 1 + 0{,}1 \tan\left(45 + \frac{30}{2}\right)\frac{2}{3} = 1{,}115$

- Determinación del ángulo de la resultante R, medido respecto de la vertical:

$R=\sqrt{V^2+H^2}=\sqrt{45^2+9^2}=45,40\ kN$

$\cos\theta=\frac{V}{R}\leftrightarrow\theta=7,61°$

- Inclinación de la carga $i_q=\left(1-\frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2=\left(1-\frac{7,61°}{90°}\right)^2=0,838$

  $i_\gamma=\left(1-\frac{\theta^\circ}{\emptyset^\circ}\right)^2=\left(1-\frac{7,61}{30}\right)^2=0,557$

- Sobrecarga $q=1*16+1(18-9,8)=24,2\ kN/m^2$

- Capacidad de carga ultima
  $q_{ult}=24,2*18,40*1,15*1,115*0,838+0,5(18-9,8)*3*15,67*1,15$
  $*0,557*1,115=651,71\ kN/m^2$

- Capacidad de carga admisible
  Método ASD: de la Tabla 6.2 el FS = 3

$$\mathbf{q_{adm}=\frac{651,71}{3}=217,24\ KN/m^2}$$

  Método LRFD: Capacidad de carga en el estado limite de resistencia. De la Tabla 6.1 el factor de resistencia en arcilla para resistencia al corte medida en ensayos de laboratorio es 0,60.

$$\mathbf{q_r=\phi\ q_{ult}=0,60*651,71=391,03\ kN/m^2}$$

Método de Vesic

- Factores de capacidad de carga: No se considera N_c.
  Para $\phi = 30$, de la Tabla 6.4 se obtiene $N_q=18,40$ y $N_\gamma=22,40$

Factores de corrección: No se consideran los factores que corresponden al término de cohesión.

- Forma $s_q=1+\frac{B}{L}\tan\phi=1+\frac{3}{6}\tan 30=1,289$

  $s_\gamma=1+0,4\frac{B}{L}=1+0,4\frac{3}{6}=1,20$

- Profundidad $d_q=1+2\tan\emptyset\left(1-\sin\emptyset\right)^2 K$

$d_q=1+2\tan 30°\,(1-\sin 30)^2\,\frac{2}{3}=1{,}192$

$d_\gamma=1$

$m=m_B=\dfrac{2+\frac{B}{L}}{1+\frac{B}{L}}$ cuando H es paralela a B

$m=m_B=\dfrac{2+\frac{3}{6}}{1+\frac{3}{6}}=1{,}67$

$i_q=\left[1-\dfrac{H}{V+A_f c_a\cot\emptyset}\right]^m=\left[1-\dfrac{9}{45+0}\right]^{1,67}=0{,}689$

$i_\gamma=\left[1-\dfrac{H}{V+A_f c_a\cot\emptyset}\right]^m=\left[1-\dfrac{9}{45+0}\right]^{2,67}=0{,}550$

- Sobrecarga $q=1*16+1(18-9{,}8)=24{,}2\ kN/m^2$

- Capacidad de carga ultima
  $q_{ult}=24{,}2*18{,}40*1{,}289*1{,}192*0{,}689+0{,}5(18-9{,}8)*3*22{,}40*1{,}20*0{,}550*1{,}0=688{,}47 kN/m^2$

- Capacidad de carga admisible
  Método ASD: de la Tabla 6.2 el FS = 3

$$\mathbf{q_{adm}=\frac{688{,}47}{3}=229{,}49\ kN/m^2}$$

Método LRFD: Capacidad de carga en el estado limite de resistencia. De la Tabla 6.1 el factor de resistencia en arcilla para resistencia al corte medida en ensayos de laboratorio es 0,60.

$$\mathbf{q_r=\phi\ q_{ult}=0{,}60*688{,}47=413{,}08\ kN/m^2}$$

c) Carga vertical excéntrica sobre base inclinada en talud

- Excentricidad

$e_B = \frac{M_B}{V} = \frac{7}{45} = 0{,}156$ $\qquad \frac{e_B}{B} = \frac{0{,}156}{3} = 0{,}052$

$e_L = \frac{M_L}{V} = \frac{14}{45} = 0{,}31$ $\qquad \frac{e_L}{L} = \frac{0{,}31}{6} = 0{,}052$

De acuerdo con la Tabla 6.11, las anteriores relaciones cumplen con los casos II, III y IV. Cada uno de los casos arroja valores de *B´* y *L´* similares e iguales a:
B´= 2,63 m y L´=L=6 m

Método de Meyerhof

El factor de corrección i_i no se considera por no haber cargas inclinadas, los factores t_i y r_i de superficie inclinada y cimentación sobre talud no se consideran en el método de Meyerhof.

- Factores de capacidad de carga:
  Para ϕ = 26°, de la Tabla 6.4 se obtiene N_q= 11,85 y N_γ= 8,0

Factores de corrección:

- Forma: $s_q = s_\gamma = 1 + 0{,}1 K_p \frac{B}{L} = 1 + 0{,}1 \tan^2\left(45 + \frac{26}{2}\right)\frac{2{,}63}{6} = 1{,}112$

- Profundidad: $d_q = d_\gamma = 1 + 0{,}1\sqrt{K_p}\frac{D_f}{B} = 1 + 0{,}1 \tan\left(45 + \frac{26}{2}\right)\frac{2{,}00}{6} = 1{,}053$

- Profundidad promedio: $D_f = \frac{0{,}78}{2} + 2 + \frac{0{,}26}{2} = 2{,}26$ m

- Profundidad del lado derecho desde la base = $3_X \sin 5° = 0{,}26$

- Profundidad del lado derecho desde la superficie = $3_X \sin 15° = 0{,}78$

- Se tomará como profundidad promedio del agua 1,13 m.

- Sobrecarga: $q = 1{,}13*16 + 1{,}13(18 - 9{,}8) = 27{,}35$ kN/m^2

- Capacidad de carga última
  $q_{ult} = 27{,}35*11{,}85*1{,}112*1{,}053 + 0{,}5(18-9{,}8)*2{,}6*8{,}0*$

$1,112*1,053=479,35\ kN/m^2$

- Capacidad de carga admisible
  Metodo ASD: de la Tabla 6.2 el FS=3

$$\mathbf{q_{adm}=\frac{479,35}{3}=159,78\ KN/m^2}$$

Metodo LRFD: Capacidad de carga en el estado límite de resistencia. De la Tabla 6.1 el factor de resistencia en arcilla para resistencia al corte medida en ensayos de laboratorio es 0,60.

$$\mathbf{q_r=\phi q_{ult}=0,60*479,35=287,61\ kN/m^2}$$

Método de Vesic

- Factores de capacidad de carga:
  Para $\phi = 26°$, de la Tabla 6.4 se obtiene $N_q=11,85$ y $N_\gamma=12,54$

Factores de corrección:

- Forma: $s_q=1+\frac{B}{L}\tan\emptyset=1+\frac{2,63}{6}\tan 26°=1,214$

  $s_\gamma=1+0,4\frac{B}{L}=1+0,4\frac{2,63}{6}=1,175$

- Profundidad: $d_q=1+2\tan\emptyset\left(1-\sin\emptyset\right)^2 K$

  $d_q=1+2\tan 26°\left(1-\sin 26°\right)^2\frac{2}{3}=1,205$

  $d_\gamma=1$

- Plano inclinado: $r_q=r_\gamma=\left(1-0,017\,\delta\tan\emptyset\right)^2$

  $r_q=r_\gamma=\left(1-0,017*5\tan 26°\right)^2=0,919$

- Talud del terreno: $t_q=t_\gamma=\left(1-\tan\beta\right)^2=\left(1-\tan 15°\right)^2=0,536$

- Sobrecarga: $q=1,13*16+1,13\left(18-9,8\right)=27,35\ kN/m^2$

- Capacidad de carga
  $q_{ult}=27,35*11,85*1,214*1,205*0,919*0,536+0,5(18-9,8)2,63$

*12,54*1,175*1,0*0,919*0,536=311,80 kN/m^2

Método ASD: de la Tabla 6.2 el FS=3

$$\mathbf{q_{adm}= \frac{311,80}{3}=103,93\ kN/m^2}$$

Método LRFD: Capacidad de carga en el estado limite de resistencia. De la Tabla 6.1 el factor de resistencia en arcilla para resistencia al corte medida en ensayos de laboratorio es 0,60.

$$\mathbf{q_r= \phi\ q_{ult}= 0,60*311,80 = 187,08\ kN/m^2}$$

Procedimientos semiempíricos en suelos

La capacidad de carga nominal de los suelos de fundación, se puede determinar a partir de los resultados de los ensayos in situ tales como SPT, CPT, ensayos presiométricos y ensayos de carga, entre otros.

Para el método de diseño que se viene siguiendo LRFD, se requiere evaluar la capacidad de carga nominal o capacidad de carga ultima a partir de los resultados de los ensayos mencionados, considerando que la mayoría de ecuaciones fueron desarrolladas para determinar la capacidad de carga admisible, se seguirá entonces el método de la AASHTO, cuyas ecuaciones permite determinar la capacidad de carga nominal.

6.9.3.1.5. Ensayo Normal de penetración SPT

Debido a la dificultad de obtener muestras de arena no alteradas, la mejor manera de estimar la capacidad de carga nominal de las zapatas en arena consiste en utilizar procedimientos semiempíricos.

La capacidad de carga nominal en arena, en MPa, determinada con base en los resultados de ensayos SPT se puede calcular con la ecuación 6.25, modificada de acuerdo con Meyerhof (1956).

$$q_{ult}=3.2 * 10^{-5}\overline{N}_{corr}B\left(C_{w1}+C_{w2}\frac{D_f}{B}\right)r_i \qquad [6.25]$$

Donde: $\overline{N}_{corr}$: Valor promedio del número de golpes corregido del SPT dentro del rango de profundidad comprendido entre la base de la zapata y 1,5*B* debajo de la zapata.

B: Ancho de la zapata.

C_{w1}, C_{w2}: Factores de corrección que consideran el efecto del agua subterránea, como se especifica en la Tabla 6.12 (adimensional).

D_f: Profundidad empotrada de la zapata considerada hasta el fondo de la zapata (mm).

r_i: Factor de reducción que considera el efecto de la inclinación de la carga, especificado en la Tabla 6.9 (adimensional).

Tabla 6.12. Coeficientes C_{w1} y C_{w2} para diferentes profundidades del nivel freático (AASHTO, 2004)

D_w	C_{W1}	C_{W2}
0,0	0,5	0,5
D_f	0,5	1,0
>1,5B+D_f	1,0	1,0

Para posiciones intermedias del nivel freático los valores de C_{w1} y C_{w2} se pueden determinar interpolando entre los valores especificados en la Tabla 6.12.

6.9.3.1.6. Ensayo de Penetración de Cono CPT

La capacidad de carga nominal de la cimentación superficial en arenas y gravas se puede determinar mediante la ecuación 6.26.

$$q_{ult}=8.2x10^{-5}q_c B\left(C_{w1}+C_{w2}\frac{D_f}{B}\right)r_i \qquad [6.26]$$

Donde: q_c: Resistencia promedio a la penetración del cono a una profundidad *B* debajo del fondo de la zapata (MPa).

B: Ancho de la zapata, en milímetros (mm).

D_f: Profundidad de empotramiento considerada hasta el fondo de la zapata, en milímetros (mm).

r_i: Factor de corrección que considera la inclinación de la carga, según se especifica en la Tabla 6.9 (adimensional);

C_{w1}, C_{w2}: Factores de corrección que consideran el efecto del agua subterránea, como se especifica en la Tabla 6.12 (adimensional).

6.9.3.1.7. Ensayo presiométrico

La capacidad de carga nominal de los suelos de fundación, en MPa, determinada con base en resultados de ensayos presiométricos, se plantea en la ecuación 6.27 así:

$$q_{ult}=[r_0+k(P_L-P_0)]r_i \quad [6.27]$$

Donde: r_o: Presión vertical total inicial en el nivel de fundación (MPa).

k: Coeficiente de capacidad de carga empírico de la Figura 6.25 (adimensional) y Tabla 6.13.

P_L: Valor promedio de las presiones límite obtenidas a partir de ensayos presiométricos realizados en una profundidad comprendida entre 1,5B por debajo y 1,5B por encima del nivel de fundación (MPa).

P_o: Presión horizontal total a la profundidad a la cual se realiza en ensayo presiométrico (MPa).

r_i: Factor de corrección que considera la inclinación de la carga, según se especifica en la Tabla 6.8.

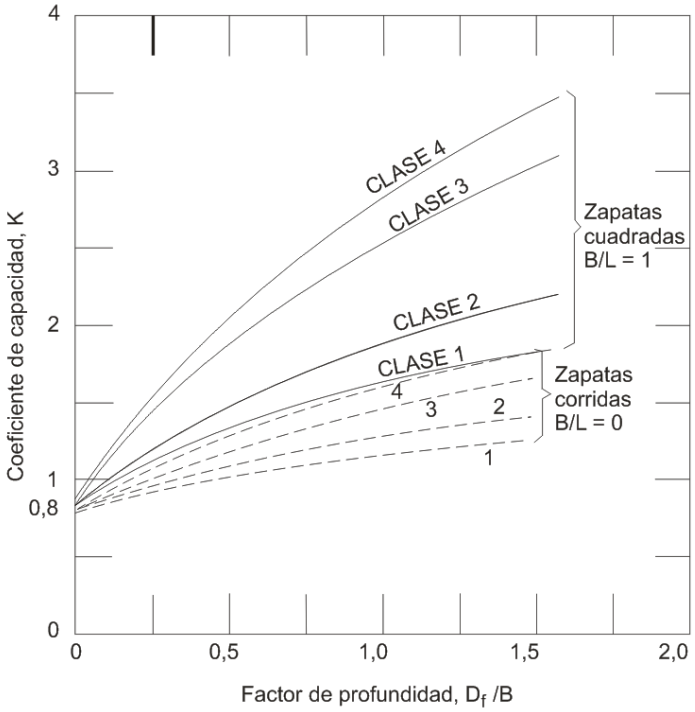


Figura 6.25. Valores del coeficiente de capacidad empírico k (AASHTO, 2004)

Tabla 6.13. Valores del coeficiente de capacidad empírico k (AASHTO, 2004)

TIPO DE SUELO	CONSISTENCIA O DENSIDAD	$P_L - P_0$ (MPa)	CLASE
Arcilla	Blanda a muy firme	<1,1	1
	Rígida	0,77 – 3,8	2
Arena y grava	Suelta	0,38 – 0,77	2
	Muy suelta	2,9 – 5,8	4
Limo	Suelto a medianamente denso	<0,67	1
	Denso	1,1 – 2,9	2
Roca	Muy baja resistencia	0,96 – 2,9	2
	Baja resistencia	2,9 – 5,8	3
	Resistencia media a elevada	5,9 – 9,6 +	4

6.9.3.2. Capacidad de carga q_{ult} en rocas

Los métodos de diseño en roca, pueden generalmente ser clasificados como métodos racionales basados en métodos semiempíricos, en teorías de capacidad de carga y en ensayos in situ.

Procedimientos teóricos

Las fallas por capacidad portante de estructuras cimentadas en roca dependen del espaciamiento de las diaclasas con respecto al ancho de la cimentación, de la orientación de las diaclasas, de la condición de las diaclasas (cerradas o abiertas) y del tipo de roca, por tanto los tipos de falla en una roca dependen de la condición de la masa rocosa.

Antes de abordar un método teórico, se debe considerar las condiciones del medio rocoso, tal es el caso de rocas de muy baja resistencia a la compresión simple (q_u< 2,5 MPa ver Tabla 6.14), o fuertemente diaclasada (RQD < 25 ver Tabla 6.15) o que este bastante o muy meteorizada (grado de meteorización >4 ver Tabla 6.16), donde se permite tratar el medio rocoso como una masa de suelo equivalente y en ese caso, se recurrirá a los procedimientos de verificación de capacidad de carga para suelos. Sin embargo los métodos de análisis permiten aplicar las teorías a medios rocosos fracturados o diaclasados, en menor grado, por tanto las formulaciones para determinar la capacidad de carga tiene en cuenta además de la resistencia de la compresión simple de las rocas sanas además de otros factores importantes que definen al macizo rocoso como son; el espaciamiento de las discontinuidades, la apertura de las mismas y las dimensiones de la cimentación.

Existen varios métodos analíticos para estimar la capacidad de carga última; tal es el caso de los elementos finitos y los métodos de equilibrio límite, en esta sección se desarrollará el método de equilibrio límite, para la determinación de la capacidad de carga de acuerdo con el tipo de falla de la roca.

6.9.3.2.1. Corte general

La capacidad de carga ultima para una falla general por corte como se aprecia en la Figura 6.26, puede ser estimada utilizando la expresión de Buisman –

Terzaghi (1943), definida en la ecuación 6.28, la cual es válida para cimentaciones continuas, con una relación largo L /ancho B mayor de diez.

Tabla 6.14. Clasificación de la roca matriz en función de q_u (adaptada de Bieniawsky, 1973)

ENSAYO DE RESISTENCIA APROXIMADO	CALIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE	VALOR ESTIMADO q_u (MPa)
Se puede rallar con la uña	Especialmente débil	<1
Se rompe con golpes de martillo moderados Se puede rayar con la navaja	Muy baja	1 a 5
Se raya difícilmente con la navaja	Baja	5 a 25
No puede rayarse con la navaja Se puede romper con un golpe de martillo	Media	25 a 50
Se requieren varios golpes de martillo para romperla	Alta	50 a 100
Difícil de romper con el martillo de geólogo	Muy alta	100 a 250
Con el martillo de geólogo solo se pueden producir algunas esquirlas	Extremadamente alta	>250

Tabla 6.15. Clasificación de la roca matriz según RQD (Deere & Deere, 1989)

CLASIFICACIÓN	VALOR DE RQD (%)
Muy mala calidad	<25
Mala calidad	25-50
Mediana calidad	50-75
Buena calidad	75-90
Excelente	90-100

$$q_{ult}=cN_c+\gamma D_f N_q+0{,}5B\gamma N_\gamma \qquad [6.28]$$

Donde: q_{ult}: Capacidad de carga última.

γ: Peso unitario del suelo.

B: Ancho de la cimentación o ancho equivalente.

D_f: Profundidad de empotramiento considerada hasta el fondo de la cimentación.

c: Cohesión.

Tabla 6.16. Grado de meteorización de las rocas (ISRM, 1981)

GRADO	DENOMINACIÓN	CRITERIO DE RECONOCIMIENTO
I	Roca sana o fresca	La roca no presenta signos visibles de meteorización, pueden existir ligeras pérdidas de color o pequeñas manchas de óxidos en los planos de discontinuidad
II	Roca ligeramente meteorizada	La roca y los planos de discontinuidad presentan signos de decoloración, la roca puede estar decolorada en la pared de las juntas pero no es notorio que la pared sea más débil que la roca sana
III	Roca moderadamente meteorizada	La roca esta decolorada en la pared. La meteorización empieza a penetrar hacia el interior de la roca desde las discontinuidades. El material es notablemente más débil en la pared que en la roca sana. Material débil < 50% del total
IV	Roca meteorizada o muy meteorizada	Más de la mitad del material está descompuesto a suelo. Aparece roca asna o ligeramente meteorizada de forma discontinua
V	Roca completamente meteorizada	Todo el material está descompuesto a un suelo. La estructura original de la roca se mantiene intacta
VI	Suelo residual	La roca está totalmente descompuesta en un suelo y no puede reconocerse ni la textura ni la estructura original. El material permanece “in situ” y existe un cambio de volumen importante
ISRM: Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas		

Donde: Nc, Nq, Nγ: Factores de capacidad de carga adimensionales que dependen del ángulo de fricción interna ϕ. (ver ecuaciones 6.29, 6.30 y 6.31).

$$N_c=2\left(\tan 45+\frac{\phi}{2}\right)\tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right) \quad [6.29]$$

$$N_q=\tan^4\left(45+\frac{\phi}{2}\right) \quad [6.30]$$

$$N_\gamma=\left(\tan 45+\frac{\phi}{2}\right)\left(\tan^4\left(45+\frac{\phi}{2}\right)-1\right) \quad [6.31]$$

Figura 6.26. Falla general por corte en roca intacta a lo largo de una superficie de falla bien definida, (a) en roca intacta con espaciamiento entre diaclasas S>>B; (b) Falla general por corte en roca con diaclasas verticales S<B (USACE, 1992)

6.9.3.2.2. Corte general sin cohesión

En caso que la falla de corte se desarrolle a lo largo de planos de discontinuidades o a través de masas de roca muy fracturada, como en la figura 6.26, la cohesión no aporta resistencia a la falla. En ese caso la capacidad de carga se puede evaluar utilizando la ecuación 6.32.

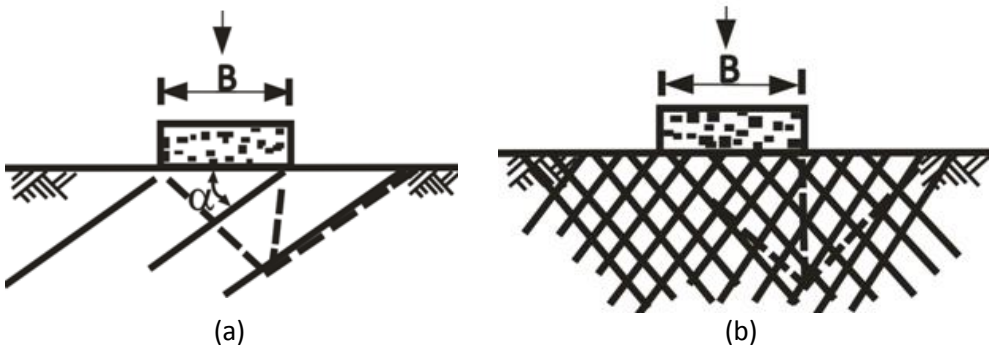


Figura 6.27. (a) Falla general por corte en roca diaclasada con falla potencial a lo largo de las diaclasas; (b) Falla general por corte en roca fracturada con superficie de falla irregular. (USACE, 1992)

$$q_{ult}=\gamma D_f N_q + 0{,}5B\gamma N_\gamma \quad [6.32]$$

Todos los términos fueron previamente definidos.

6.9.3.2.3. Corte local

En este caso la superficie de falla comienza a desarrollarse, pero no se propaga hasta la superficie, como se ilustra en la Figura 6.28, Al respecto la profundidad de empotramiento tiene una mínima contribución a la estabilidad por capacidad de carga.

La expresión aplicable para determinar la capacidad de carga ultima para una falla por corte local, se puede escribir según la ecuación 6.33.

$$q_{ult}=cN_c+0{,}5B\gamma N_\gamma \quad [6.33]$$

Todos los términos fueron previamente definidos.

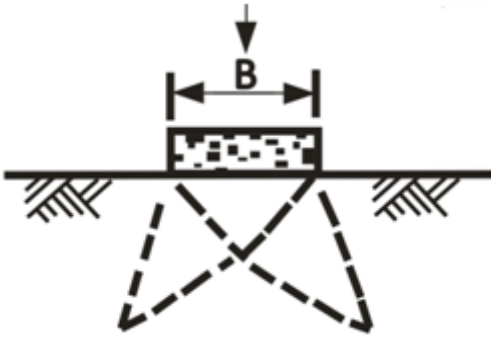


Figura 6.28. Falla local por corte en roca intacta frágil (USACE, 1992)

Factores de corrección

Las ecuaciones 6.28, 6.32 y 6.33, aplican a cimentaciones continuas con una relación $\frac{L}{B}$>10. La Tabla 6.17 presenta los factores de corrección para cimentaciones circulares, cuadradas y rectangulares con $\frac{L}{B}$<10.

La capacidad de carga última debe ser afectada por el valor correspondiente.

Los factores de corrección para cimentaciones rectangulares con relación L/B, diferentes a las que brinda la tabla, se pueden estimar por interpolación lineal.

6.9.3.2.4. Falla por compresión

La Figura 6.29 ilustra el caso de roca intacta diaclasada verticalmente formando columnas; el modo de falla es similar al de la falla de compresión inconfinada.

Tabla 6.17. Factor de corrección (Sower, 1979)

FORMA DE LA FUNDACIÓN	C_c (corrección para N_c)	C_γ (corrección para N_γ)
Circular	1,2	0,70
Cuadrada	1,25	0,85
Rectangular		
$\frac{L}{B}=2$	1,12	0,90
$\frac{L}{B}=5$	1,05	0,95
$\frac{L}{B}=10$	1,00	1,0

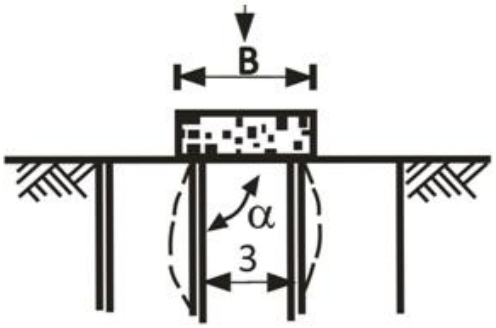


Figura 6.29 . Falla por compresión en roca diaclasada verticalmente (USACE, 1992)

La capacidad portante última se puede estimar con la ecuación 6.34.

$$q_{ult}=2c\tan\left(45+\frac{\phi}{2}\right) \qquad [6.34]$$

Todos los términos fueron previamente definidos

6.9.3.2.5. Falla por división de la roca

Para discontinuidades con espacios amplios y orientados verticalmente, la falla generalmente comienza dividiéndose bajo la cimentación, como se ilustra en la Figura 6.30. En esos casos Bishnoi (1968) sugiere la solución planteada en la ecuación 6.35, para la estimación de la capacidad portante última.

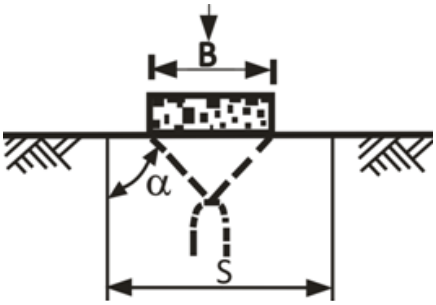


Figura 6.30. Falla por corte general que comienza por divisiones en la roca (USACE, 1992)

Para fundaciones circulares

$$q_{ult}=JcN_{cr} \quad [6.35]$$

Para cimentaciones cuadradas

$$q_{ult}=0{,}85\ JcN_{cr} \quad [6.36]$$

Para cimentaciones continuas con $\frac{L}{B} \leq 32$

$$q_{ult}=\frac{JcN_{cr}}{\left(2{,}2+0{,}18\frac{L}{B}\right)} \quad [6.37]$$

Donde: J: Factor de corrección que depende del espesor de la roca y del ancho de la fundación.

L: Largo del cimiento.

El factor de capacidad de carga esta dado por la ecuación 6.38.

$$N_{cr}=\frac{2\tan^4\left(45+\frac{\phi}{2}\right)}{1+\tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right)}\cot\phi\left(\frac{S}{B}\right)\left[1-\frac{1}{\tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right)}\right] \quad [6.38]$$
$$-\tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right)\cot\phi+2\tan\left(45+\frac{\phi}{2}\right)$$

Los otros términos fueron previamente definidos.

La solución grafica para determinar el factor de corrección J y el factor de capacidad de carga N_{cr}, se ilustra en la Figura 6.31 y en la Figura 6.32.

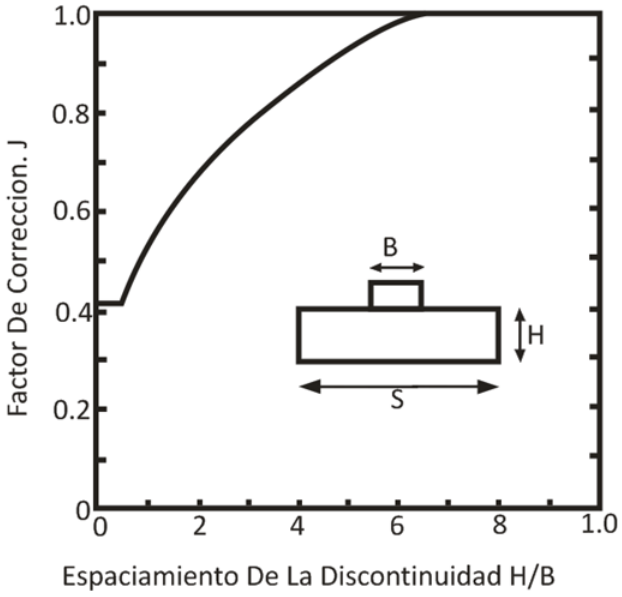


Figura 6.31. Factor de corrección J (USACE, 1992)

Los valores de resistencia c y ϕ pueden ser determinados con base en criterios de falla semi empíricos, como el criterio modificado de Hoek & Brown, (1992).

Además de los procedimientos teóricos ya indicados, se puede mencionar el propuesto por el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCDSP, en su numeral A.6.4.8.1.2, el cual permite determinar la capacidad de carga en rocas fracturadas o diaclasadas, considerando la condición y el espaciamiento de las juntas, zonas de falla y otras discontinuidades, basado en la teoría de Hoek & Brown (1980), el cual se expone en la ecuación 6.39.

$$q_{ult} = N_{ms} C_o \quad [6.39]$$

Donde: N_{ms}: Coeficiente adimensional que depende del tipo de roca, de su grado de alteración y del espaciamiento de las juntas (ver tabla en el CCDSP).

C_o: Resistencia a la compresión simple de la roca sana (ver tabla en el CCDSP).

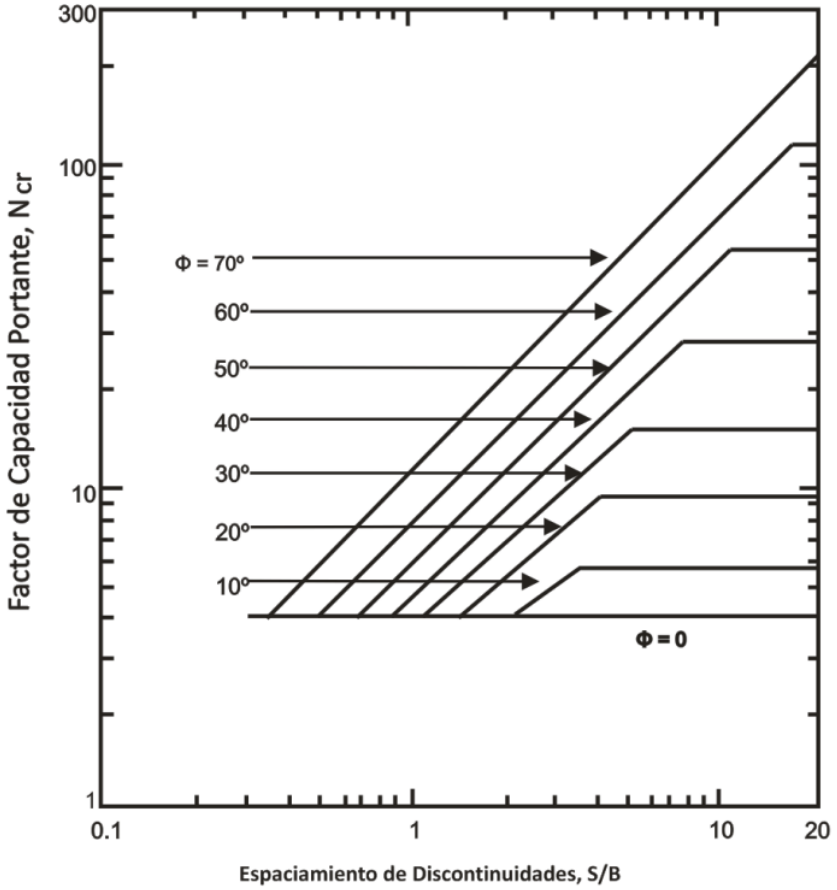


Figura 6.32. Factor de capacidad de carga Ncr (USACE, 1992)

6.9.3.2.6. Método de diseño basado en RQD

Dentro de los métodos semi - empíricos, la propuesta de Peck et al (1974), presenta una correlación entre la capacidad de carga admisible y el valor de RQD – *Rock Quality Design* como se muestra en la Figura 6.33, para una masa de roca con discontinuidades que tengan una apertura máxima de una fracción de pulgada y un asentamiento menor que la mitad de una pulgada.

En el método de diseño basado en el RQD, la validez de los resultados depende de la orientación que se dé a las perforaciones en relación con las discontinuidades dominantes, este método no considera el material de relleno dentro de la discontinuidad como tampoco su espaciamiento.

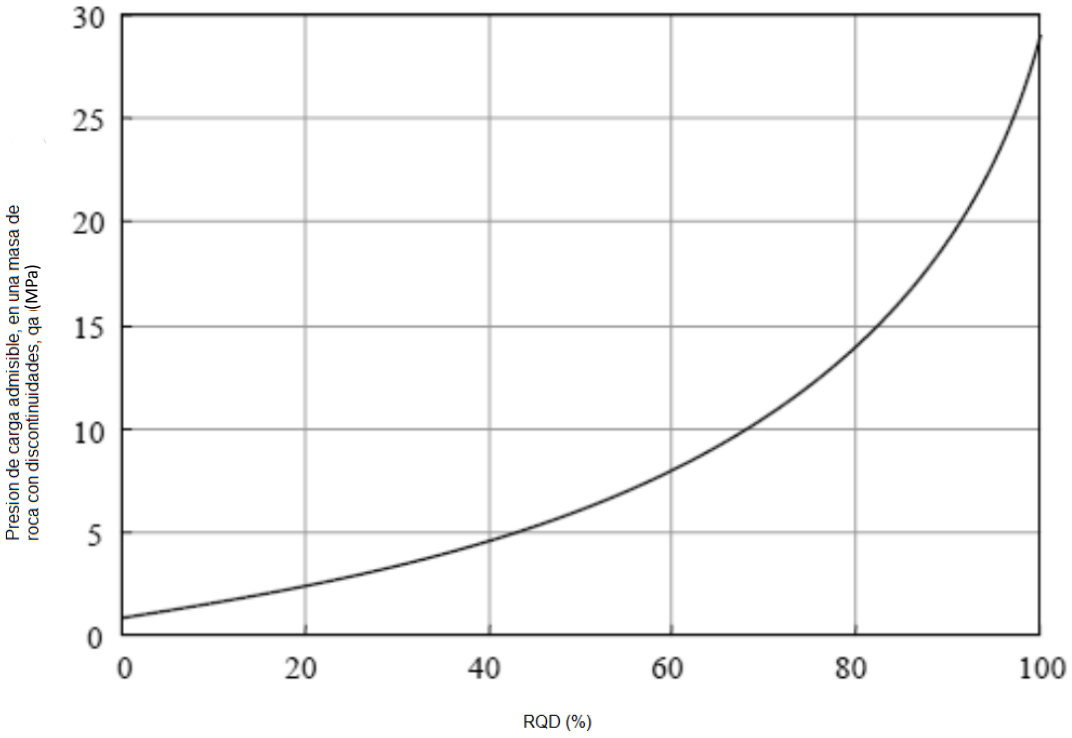


Figura 6.33. Capacidad de carga admisible en rocas discontinuas (Peck et al, 1974)

Notas

1. Si $q_a > \sigma_c$ (resistencia a la compresión uniaxial de la roca), use σ_c en lugar de q_a.

2. Si el RQD es bastante uniforme, utilice el promedio de RQD que corresponde a una profundidad d_b=B, donde d_b es la profundidad bajo la base de la cimentación y B es el ancho de la cimentación.

3. Si el valor de RQD en una profundidad $d_b = 0{,}25_X B$ es bajo, utilice el menor valor de RQD.

Adicionalmente se puede consultar la Figura 6.18, la cual sugiere valores de capacidad de carga admisible en función del valor del RQD.

6.9.3.2.7. Método basado en RMR

Varios son los autores que proponen utilizar el método RMR - Rock Mass Rating (Bieniawski, 1974), el cual permite clasificar las rocas para fines de ingeniería, considerando con cierto detalle las características de las discontinuidades y las propiedades del material de relleno.

Tabla 6.18. Valores sugeridos de capacidad de carga admisible (Peck et al, 1974)

RQD (%)	*ROCK MASS QUALITY*	*ALLOWABLE PRESSURE* Ksf (MPa)
100	Excelente	600 (29)
90	Buena	400 (19)
75	Media	240 (12)
50	Pobre	130 (6)
25	Muy pobre	60 (3)
0	Suelo	20 (1)

La Tabla 6.19 contiene el valor o puntaje asignado a cada uno de los parámetros del sistema de clasificación RMR (basado en Bieniawski, 1989).

La Tabla 6.20 contiene la capacidad de carga admisible, basada en los puntajes obtenidos en la Tabla 6.19.

6.9.3.2.8. Método basado en el Manual de Ingeniería de Fundaciones de Canadá

Como alternativa de los métodos semi empíricos para evaluar la capacidad de carga admisible de cimentaciones fundadas en roca, se presenta el método basado en el Manual de Ingeniería de fundaciones de Canadá (CGS, 1992), este método estima capacidad de carga admisible como el producto entre la resistencia a la compresión inconfinada promedio por un factor de modificación que considera el espaciamiento y apertura de las discontinuidades en la masa de roca, el ancho de la cimentación y el efecto de la profundidad de empotramiento (Landanyi & Roy, 1971), de acuerdo con la ecuación 6.40.

Tabla 6.19. Puntaje asignado a cada parámetro del sistema de clasificación RMR (Bieniawski, 1989)

PARÁMETROS DE CLASIFICACIÓN									
1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	>10	10 - 4	4 - 2	2 - 1	Compresión simple (MPa)		
		Compresión simple σ'_c	>250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25-5	5-1	<1
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		>2 m	0,6 – 2 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	<0,06 m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	<1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	>20 m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	<0,1 mm	0,1-1,0 mm	1-5 mm	>5 mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro <5mm	Relleno duro>5mm	Relleno blando <5mm	Relleno blando >5mm		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	<10 Lt/min	10-25 Lt/min	25-125 Lt/min	>125 Lt/min		
		Relación: Presión de agua/Esfuerzo principal mayor	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
	Puntuación		15	10	7	4	0		
CORRECCIÓN POR LA ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES									
Dirección y buzamiento			Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables		
Puntuación		Túneles	0	-2	-5	-10	-12		
		Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25		
		Taludes	0	-5	-25	-50	-60		

Tabla 6.20. Capacidad de carga admisible basada en el puntaje asignado a cada parámetro del sistema de clasificación RMR (Bieniawski, 1989)

PARÁMETRO	PUNTAJE RMR			
	<40	50	70	88
Capacidad de carga admisible q_{adm} (kPa)	3,000	5,000	10,000	14,500
Si la capacidad de carga admisible q_{adm} determinada con el método RMR es mayor que σ'_c, utilice $q_{adm} = \sigma'_c$				

$$q_{adm} = K_{sp} q_u d \quad [6.40]$$

Donde:

q_{adm}: Capacidad de carga admisible.

K_{sp}: Coeficiente empírico el cual incluye un factor de seguridad de 3 y un rango entre 0,1 y 0,4 (ver ecuación 6.41 y Figura 6.34 y Tabla 6.21).

q_u: Resistencia a la compresión inconfinada promedio de un núcleo de roca.

d: Factor de profundidad (ver ecuación 6.42).

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{c_d}{B}}{10\sqrt{1 + 300\frac{a_d}{c_d}}} \quad [6.41]$$

Donde:

c_d: Espaciamiento entre discontinuidades.

B: Ancho de la cimentación.

a_d: Apertura de las discontinuidades.

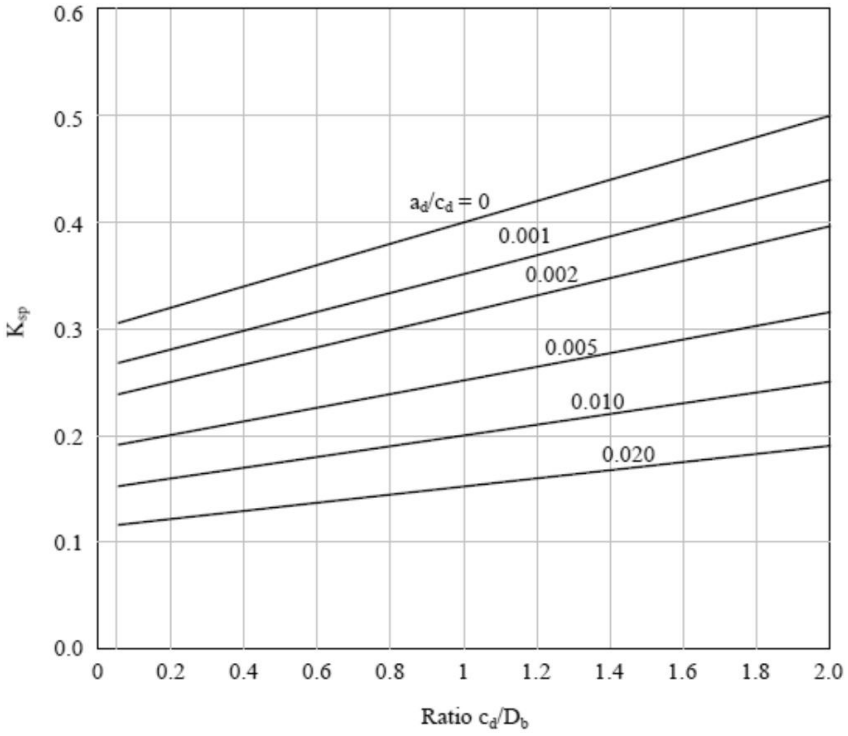


Figura 6.34. Capacidad de carga admisible en rocas (CGS, 1992)

Tabla 6.21. Coeficiente empírico K_{sp} (CGS, 1992)

ESPACIAMIENTO DE DISCONTINUIDADES	ANCHO DEL ESPACIAMIENTO (m)	K_{sp}
Moderadamente cerrada	0,3 - 1	0,1
Abierta	1 - 3	0,25
Muy abierta	>3	0,4

La ecuación es válida para $0{,}05 < \frac{c_d}{B} < 2{,}0$ y $0 < \frac{a_d}{c_d} \leq 0{,}02$ y $c_d > 300$ mm ; B > 300 mm y $a_d < 5$ mm ó 25 mm. si está llena de suelo o detritos de roca

$$d = 1+0{,}4\frac{L_s}{B_s} \leq 3{,}4 \qquad [6.42]$$

Donde: L_s: Profundidad de empotramiento en la roca.

B_s: Ancho de empotramiento en la roca.

6.10. ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO

Este modo de falla se debe considerar en el caso de las cimentaciones que soportan cargas inclinadas, que están fundadas sobre una pendiente o que estén soportando cargas horizontales importantes.

Las fallas por deslizamiento ocurren cuando las solicitaciones debidas a las cargas con componente horizontal, superan el valor más crítico entre la resistencia al corte de los suelos o la resistencia al corte en la interfaz entre el suelo y la fundación.

La fuerza mayorada contra la falla por deslizamiento se expresa mediante la ecuación 6.43.

$$Q_R = \phi\, Q_n = \phi_\tau\, Q_\tau + \phi_{ep} Q_{ep} \qquad [6.43]$$

Donde: ϕ_τ: Factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la fundación especificado en la Tabla 6.1.

Q_τ: Fuerza nominal de resistencia al corte entre el suelo y la fundación.

ϕ_{ep}: Factor de resistencia para la resistencia pasiva especificado en la Tabla 6.1.

Q_{ep}: Fuerza pasiva nominal del suelo disponible durante la totalidad de la vida de diseño de la estructura.

La fuerza nominal de resistencia al corte Q_τ se puede expresar con la ecuación 6.44.

$$Q_\tau = V \quad \tan\delta + B \quad c_a \qquad [6.44]$$

Donde: V: Fuerza vertical total.

δ: Ángulo de fricción entre el contacto suelo - cimiento, en general para cimentaciones en concreto ejecutadas *in*

situ. $\tan\delta = 0{,}8 \tan\phi$, donde ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo.

B: Ancho de la cimentación.

c_a: Adhesión en el contacto suelo – cimiento. $c_a = c$, donde c es la cohesión del suelo.

Para cimentaciones sobre suelos arcillosos saturados se considera una situación de corto plazo. Después de iniciado el proceso de consolidación, el contacto suelo concreto puede ir mejorando sus características de resistencia si se permite el drenaje. En tales casos se recomienda facilitar el drenaje mediante algún elemento constructivo como una capa drenante, de ser así no sería necesario considerar la situación a corto plazo.

6.11. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Como se mencionó en el Capítulo 2, los estados límite de servicio representan una condición límite en el comportamiento de estructuras sometidas a cargas de servicio, deberá evaluarse la estabilidad global, el movimiento de las cimentaciones tanto en la dirección del asentamiento vertical como en la dirección del desplazamiento lateral, y verificar con los criterios de asentamiento que sean consistentes con el tipo y la función de la estructura , su vida de servicio proyectada y las consecuencias de los asentamientos inaceptables en el comportamiento de la estructura.

6.11.1. Método de diseño LRFD

Factores de resistencia

Los factores de resistencia para el estado límite de servicio se deben considerar iguales a 1.0, por tanto las teorías que se presentan o continuación aplican al método LRFD. Sin embargo en la evaluación de la estabilidad global de los taludes con o sin unidades de cimentación el factor de resistencia ϕ, se podrá tomar según la Tabla 6.22.

Tabla 6.22. Factores de resistencia para estabilidad global (AASHTO, 2004)

MÉTODO	FACTOR DE RESISTENCIA
Cuando los parámetros geotécnicos están bien definidos y el talud no soporta ni contiene un elemento estructural	0,85
Cuando los parámetros geotécnicos se basan en información limitada, o cuando el talud soporta un elemento estructural	0,65

6.11.2. Análisis de asentamientos verticales en suelos

Por ser el suelo un sistema formado por partículas, la respuesta del suelo ante un cambio en su estado de esfuerzos obedece principalmente, al rodamiento y deslizamiento de las mismas, una vez haya logrado o se encuentren sus vacios disponibles para el movimiento de los granos, tal que se generan cambios de volumen y distorsiones del suelo debido a un reordenamiento de partículas, produciendo una deformación en la masa del suelo, que cuando sus vacios se reducen generalmente recibe el nombre de asentamiento o lo contrario, cuando sus vacios se amplían se denomina expansión.

Esta sección presenta los lineamientos para el análisis de asentamientos verticales que sufrirá el suelo subyacente a las cimentaciones superficiales, que soportan estructuras viales.

Los factores que causan deformaciones en el suelo están asociados con el cambio en los esfuerzos, contenido de agua o temperatura.

6.11.2.1. Asentamientos totales

Asentamientos totales ρ

Los asentamientos totales ρ, se pueden calcular mediante la sumatoria de tres componentes:

$$\rho=\rho_i+\rho_{cp}+\rho_{cs} \qquad [6.45]$$

Donde: ρ_i: Asentamiento inmediato.

ρ_{cp}: Asentamiento por consolidación primaria.

ρ_{cs}: Asentamiento por consolidación segundaria o *creep*.

Asentamientos inmediatos ρ_i (a corto plazo)

Los asentamientos inmediatos o elásticos, son experimentados por cualquier tipo de suelo, generados por cargas estáticas y generalmente de pequeña magnitud, ocurren en forma simultánea con la colocación de la carga en el suelo.

Asentamientos por consolidación (a largo plazo).

Consolidación primaria ρ_{cp}

Es la reducción en el volumen asociado con la salida de agua con retardo, lo cual es significativo en los suelos cohesivos, por lo que toma bastante tiempo en completarse el proceso, pues el asentamiento continúa un tiempo después de colocada la carga.

Consolidación segundaria ρ_{cs}

La consolidación secundaria o *creep*, se refiere a la compresión y distorsión del suelo bajo un contenido de agua constante, lo cual sucede en suelos cohesivos y suelos orgánicos.

También se pueden distinguir otros tipos de asentamientos, como es el caso de las cargas dinámicas aplicadas en suelos granulares, las cuales causan un reordenamiento de partículas; los suelos expansivos con contenido de mineral montmorillonita, ejerce un aumento o disminución de volumen en los suelos, con los cambios en el contenido de agua.

6.11.2.2. Tipos de asentamientos

Otros aspectos importantes en el análisis de asentamientos, en suelos sometidos a cargas estáticas o dinámicas, son los asentamientos totales y los asentamientos diferenciales.

Los asentamientos totales son los movimientos máximos que suceden en forma descendente en un punto de una estructura, mientras que los asentamientos diferenciales son la diferencia entre los desplazamientos máximos verticales entre varios puntos de la estructura, los cuales generan distorsión o daño en las estructuras.

Otra forma de medir la influencia de los asentamientos en las estructuras es mediante la distorsión angular que es la relación entre el asentamiento diferencial entre dos puntos de una estructura "δ" y la longitud correspondiente entre esos dos puntos "l".

Por tanto en el análisis de estabilidad de las cimentaciones superficiales, se deberán considerar tanto los asentamientos totales como los asentamientos diferenciales, incluyendo los efectos dependientes del tiempo.

6.11.2.3. Evaluación de los asentamientos inmediatos producidos por cargas estáticas ρ_i

En esa sección se tratará el análisis de asentamientos inmediatos en suelos granulares y cohesivos y los asentamientos por consolidación para suelos cohesivos, sometidos a cargas estáticas.

En el análisis de asentamientos inmediatos, debe utilizarse la combinación de cargas correspondiente al estado límite de servicio I, según la clasificación de cargas de la AASHTO LFRD *Bridge Design Specifications* - tabla 3.4.1-1. Los asentamientos que dependen del tiempo en los suelos cohesivos se pueden determinar únicamente con las cargas permanentes.

6.11.2.3.1. Suelos granulares

Procedimientos semi empíricos

Los asentamientos inmediatos en suelos granulares se calculan mediante relaciones empíricas y semiempíricas, basadas en resultados de ensayos de campo o utilizando expresiones de la teoría elástica.

En suelos cohesivos los asentamientos inmediatos pueden ser calculados utilizando la teoría elástica, particularmente para arcillas saturadas y la mayoría de rocas.

En las ecuaciones 6.46, 6.47, 6.48 y 6.49 se exponen los métodos semiempíricos de Alpan, Schultze & Sherif, Terzaghi & Peck, cuyo procedimiento estima los asentamientos a partir de correlaciones con el ensayo SPT (*Standard Penetration Test*), así como el método de Schmertmann, basado en correlaciones a partir del ensayo CPT (*Cone* Penetration *Test*), para análisis de asentamientos inmediatos en suelos granulares. Se incluirán además los métodos para el cálculo de asentamientos a partir de los resultados de los ensayos de Dilatómetro (DMT) y Presurómetro (PMT).

Método de Alpan

$$\rho_i = m' \left[\frac{2B}{1+B}\right]^2 \frac{\alpha_0}{12}\, q \qquad [6.46]$$

Donde: ρ_i: Asentamiento inmediato, en pies (pie).

m': Factor de forma $(L/B)^{0,39}$.

L: Longitud de la cimentación, en pies (pie).

B: Ancho de la cimentación, en pies (pie).

q: Presión promedio aplicada por la cimentación al suelo, en toneladas por pie cuadrado (ton/pie^2).

α_0: Parámetro obtenido de la Figura 6.35 en función del valor del número de golpes por pie N ajustado, en pulgadas por tonelada por pie cuadrado (pulgadas/ton/pie^2).

Para utilizar la Figura 6.35, se requiere conocer el esfuerzo efectivo de sobrecarga σ'_0, y el número de golpes convertido a N_{60}, de la siguiente forma:

$$N_{60} = N_m \frac{ER_i}{60} \qquad [6.47]$$

$$ER_i = \frac{E_i}{E^*} \qquad [6.48]$$

Donde: N_{60}: Número de golpes por pie corregido a una energía de penetración del 60%.

N_m: Numero de golpes medido con la energía disponible E_i.

ER_i: Relación de energía para el equipo de perforación y el sistema de martillo.

E*: Energía teórica aplicada en el ensayo Normal de Penetración, para un martillo de 140 lbr., con una caída libre de 30 pulg., y 4200 pulg.- lbr.

Determinados N_{60} y σ'_0, se estima la densidad relativa D_r, la cual es ajustada al 100% de densidad, utilizando la curva superior de Terzaghi & Peck, para luego proyectarse sobre las abscisas, donde se lee el valor del numero de golpes por pie ajustado N'.

Método de Schultze & Sherif

$$\rho_i = \frac{fq\sqrt{B}}{\overline{N}^{0,87}\left(1+0,4\frac{D_f}{B}\right)} \quad [6.49]$$

Donde: f: Factor de influencia obtenido de la teoría elástica para un medio isotrópico (Figura 6.36).

H: Profundidad del estrato subyaciente a la cimentación hasta un estrato rígido (H≤2B), en pies (pie).

D_f: Profundidad de empotramiento considerada hasta el fondo de la cimentación, en pies (pie).

$\overline{N}$: Promedio del número de golpes por pie en la profundidad H, ajustado a N_{60}.

Método de Terzaghi & Peck

$$\rho_i = \frac{q}{18q_1} \qquad [6.50]$$

Donde: q_1: Esfuerzo del suelo (Ton/pie^2) obtenido de la Figura 6.37, utilizando el número de golpes por pie corregido N', obtenido mediante la ecuación 6.51.

$$N' = NC_wC_n \qquad [6.51]$$

Donde: N: Numero de golpes por pie promedio en la arena.

C_n: Factor de corrección por sobrecarga (ver Figura 6.38).

C_w: Factor de corrección por profundidad del nivel freático. Ecuación 6.52 (ver Tabla 6.12 - C_{w1}).

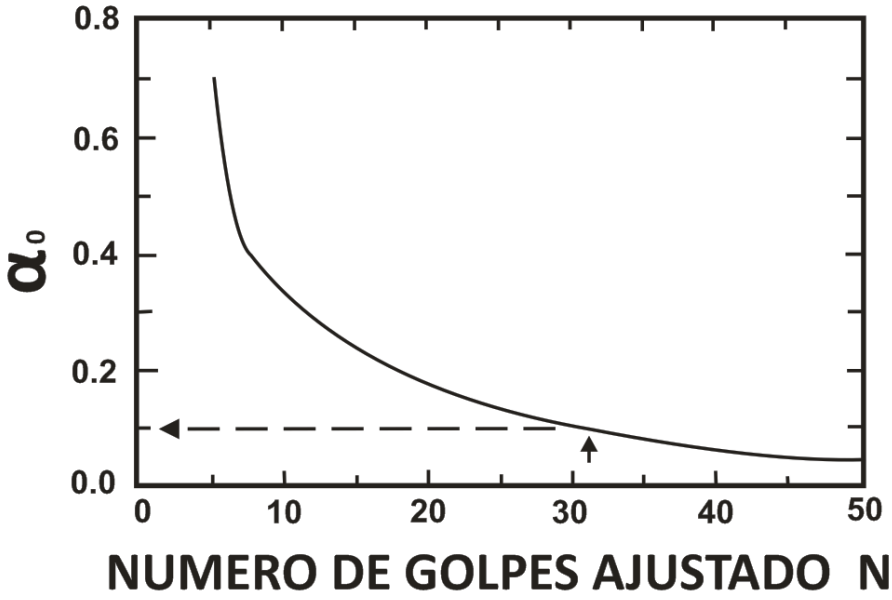


Figura 6.35. Parámetro α_0 (USACE, 1992)

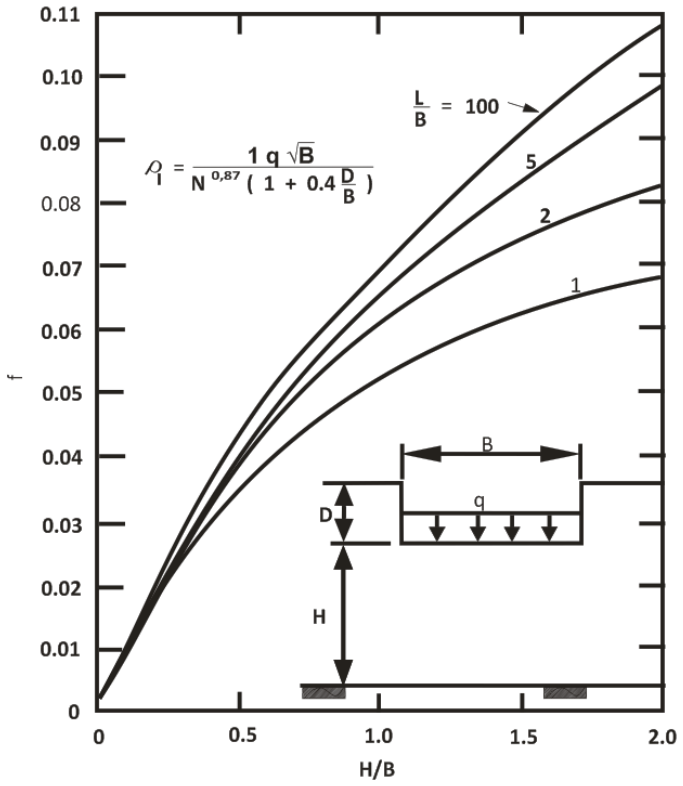


Figura 6.36. Factor de Influencia *f* (USACE, 1992)

$$C_w = 0{,}5 + 0{,}5 \frac{D_w}{D_f + B} \qquad [6.52]$$

Donde: D_w: Profundidad del nivel freático, en pies (pie).

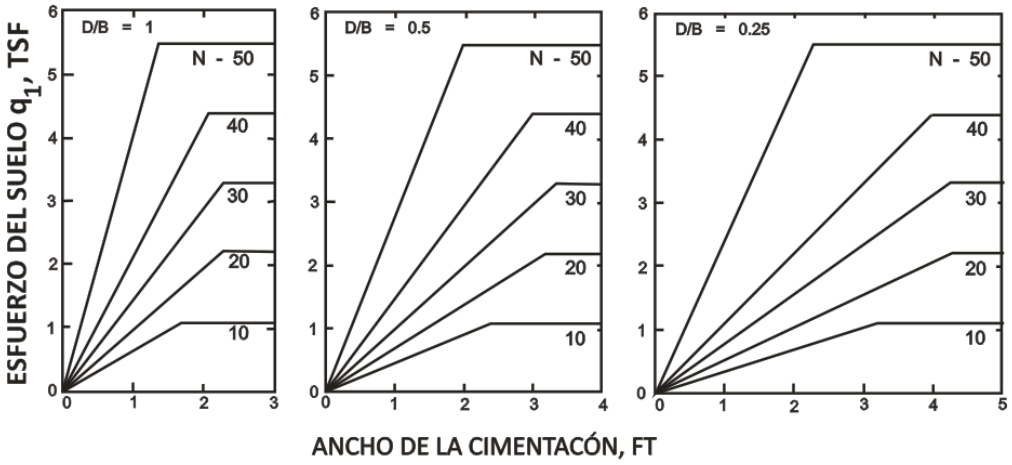


Figura 6.37. Esfuerzo del suelo q_1 (USACE, 1992)

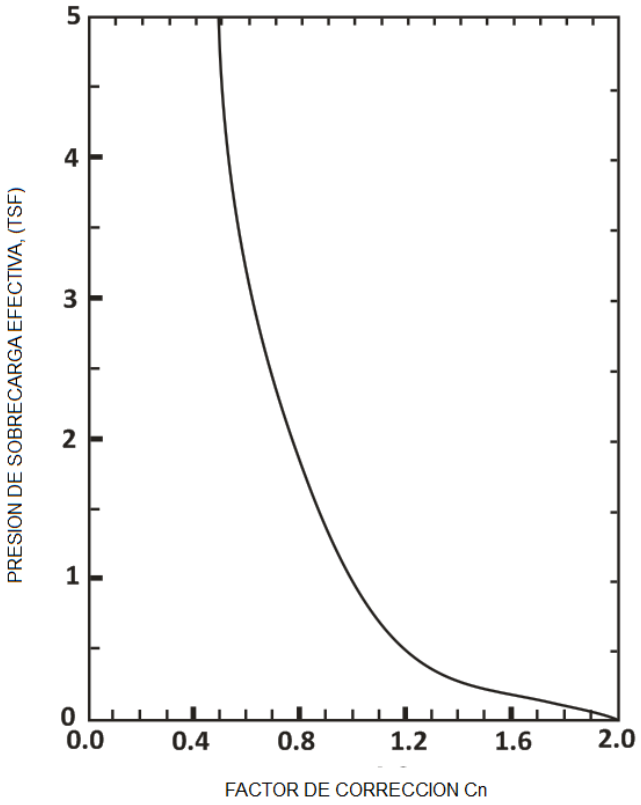


Figura 6.38. Factor de corrección por sobrecarga (USACE, 1992)

Procedimientos semi empiricos con base en la teoría elástica

Método de Schmertmann & Hartmann (1978)

Por ser este método más riguroso que los cinco métodos anteriores, este método se recomienda para el análisis de asentamientos inmediatos en suelos granulares.

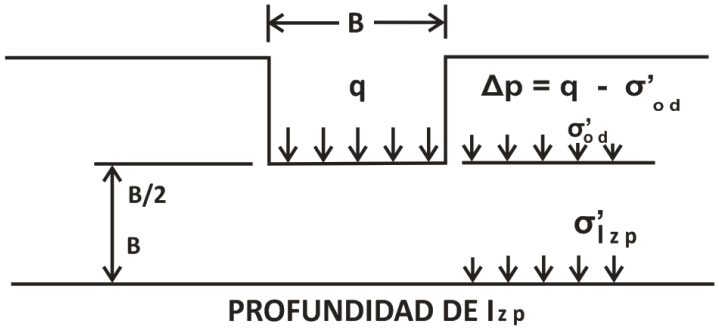


Figura 6.39. Asentamiento elástico utilizando el factor de influencia (USACE, 1992)

$$\rho_e = S_e = C_1 C_t \left(q - \sigma'_{od}\right) \sum_{i=1}^{n} \frac{\Delta z_i}{E_{si}} I_{zi} \qquad [6.53]$$

$$C_1 = 1 - 0{,}5 \left(\frac{\sigma'_{od}}{q - \sigma'_{od}} \right) \qquad [6.54]$$

$$C_t = 1 - 0{,}2 \log \frac{t}{0{,}1} \qquad [6.55]$$

Donde:

C_1: Factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación (ecuación 6.54).

C_t: Factor de corrección que considera el incremento del asentamiento con el tiempo (ecuación 6.55).

q: Esfuerzo que transmite la cimentación al suelo.

σ'_{0d}: Esfuerzo efectivo de sobrecarga a nivel de la base de la cimentación.

t: Tiempo, en años (año).

Δz_i: Espesor de la capa i en las que se divide el suelo, de acuerdo con los resultados de los ensayos de SPT o CPT.

I_{zi}: Factor de influencia en la mitad de cada estrato i.

E_{si}: Módulo elástico del estrato i, obtenido del ensayo SPT o CPT.

q_c: Resistencia a la penetración estática de cono.

N: Número de golpes por pie de campo.

Módulo Elástico

El Módulo elástico se puede obtener a partir de las correlaciones con los resultados de los ensayos de SPT y CPT, de acuerdo con la Tabla 6.23 o de la Tabla 6.25.

Tabla 6.23. Correlaciones para determinar el Módulo elástico del suelo E_s (USACE, 1992)

ENSAYO	CORRELACIÓN
SPT	$E_s\left[\frac{kN}{m^2}\right]=766\ N$
	$E_s\left[\frac{ton}{pie^2}\right]=8\ N$
CPT	$E_s= 2,5\quad q_c$ cualquier unidad Cimentación cuadrada o circular
	$E_s=3,5\quad q_c$ cualquier unidad Cimentación corrida

Factor de Influencia

El factor de influencia está basado en la distribución de esfuerzos para cimentaciones cuadradas, circulares y continúas ($L/B \geq 10$), sobre suelos granulares.

El valor pico del factor de influencia I_{zp} es:

$$I_{zp}=0,5+0,1\sqrt{\left[\frac{q-\sigma'_{od}}{\sigma'_{Izp}}\right]} \qquad [6.56]$$

Donde: σ'_{Izp}: Esfuerzo efectivo de sobrecarga a la profundidad de I_{zp}.

Para cimentaciones cuadradas o circulares para L/B=1, σ'_{Izp}, se puede determinar mediante la ecuación 6.57 y para cimentaciones corridas L/B>10 se utiliza la ecuación 6.58 para determinar el valor de σ'_{Izp}.

$$\sigma'_{Izp}=0,5B\gamma+D_f\gamma \qquad [6.57]$$

$$\sigma'_{Izp}=B\gamma+D_f\gamma \qquad [6.58]$$

Donde: γ: Peso unitario del suelo según se encuentre respecto del nivel freático.

El factor de influencia I_z, también se puede determinar asumiendo que varía en forma aproximada, como se observa en la Tabla 6.24 y en la Figura 6.40, en donde el factor de influencia I_z, varía linealmente entre 0,1 y 0,2, y que Z/B, varía linealmente entre 2 y 4, para L/B entre 1 y 10.

Tabla 6.24. I_z para cimentaciones cuadradas, circulares y continuas (USACE, 1992)

CIMENTACIONES CUADRADAS Y CIRCULARES		**CIMENTACIONES CONTINUAS**	
I_z	z/B	I_z	z/B
0,1	0	0,2	0
0,5	0,5	0,5	1
0	2	0	4

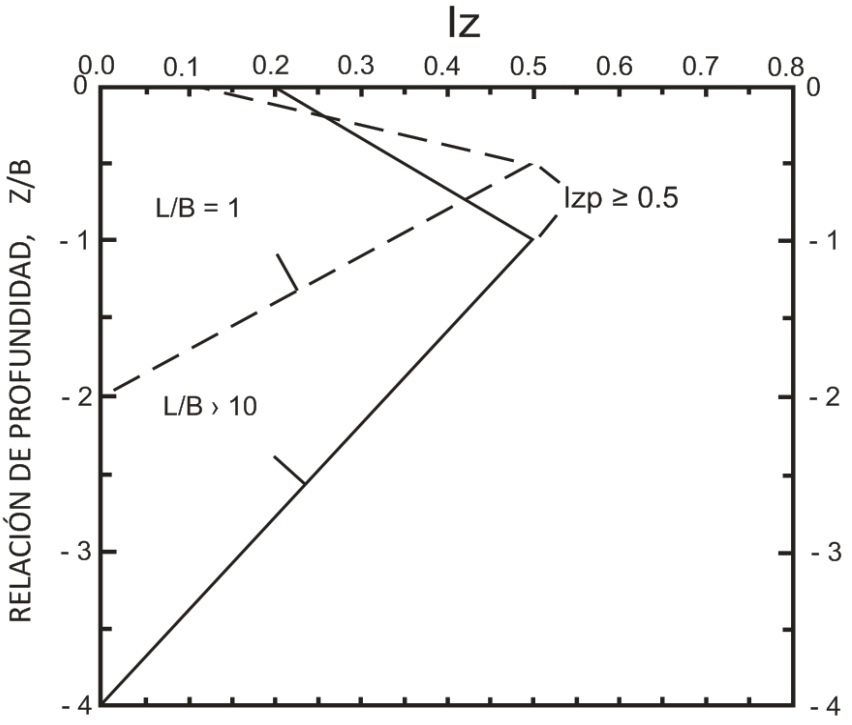


Figura 6.40. Factor de influencia I_z (USACE, 1992)

Ejemplo de aplicación

Una cimentación de 4x4 m de sección, la cual le trasmite al suelo un esfuerzo q = 192 KPa, será construida a una profundidad D_f =3.0 m, en una arena con peso unitario γ=18 kN/m^3. En la exploración de campo no se detectó nivel freático. Del ensayo de CPT se obtuvo una resistencia promedio por punta q_c = 6703 kPa. Se requiere estimar el asentamiento 10 años después de construida la cimentación.

Solución

Se utilizará el método de Método de Schmertmann & Hartmann, ecuación 6.52.

$$\rho_i = C_1 C_t \left(q-\sigma'_{od}\right) \sum_{i=1}^{n} \frac{\Delta z_i}{E_{si}} I_{zi}$$

- Determinación de σ'_{od}=3*18=54 KPa

- Determinación de los factores de corrección

$$C_1 = 1-0{,}5\left(\frac{\sigma'_{od}}{q-\sigma'_{od}}\right) = 0{,}5\left(\frac{54}{192-54}\right) = 0{,}804$$

$$C_t = 1-0{,}2\log\frac{t}{0{,}1} = 1-0{,}2\log\frac{10}{0{,}1} = 1{,}4$$

- Determinación de σ'_{lzp}=0,5Bγ+$D_f\gamma'$=0,5*4*18+3*18=90 kPa

- Determinación de I_{zp}=0,5+0,1$\sqrt{\left[\frac{q-\sigma'_{od}}{\sigma'_{lzp}}\right]}$=0,5+0,1$\sqrt{\left[\frac{192-54}{90}\right]}$=0,624

Z (m)	I_z Obtenido del diagrama unitario	$I_{z\ promedio}$	$E_{si} = 2.5\ q_c$ (KPa)	$\frac{I_{z\ promedio}}{E_{si}}$
0	0,10		16758*	
		0,34		0,00002
2	0,58			
		0,50		0,000029
4	0,41			
		0,31		0,000018
6	0,21			
		0,105		0,0000062
8	0			
Σ				$7,32x10^{-5}$

*E_{si} se asumió uniforme en profundidad, de lo contrario se requiere evaluar el valor para cada Δz_i

- Calculo del asentamiento

$$\rho_i = C_1 C_t \left(q - \sigma'_{od}\right) \sum_{i=1}^{n} \frac{\Delta z_i}{E_{si}} \quad I_{zi} = 0,804 * 1,4 * (192-54) * 7,32x10^{-5} * 2 = 0,0227 \text{ m.}$$

Evaluación de asentamientos inmediatos a partir de los resultados del ensayo de Dilatómetro (DMT)

El ensayo de dilatómetro de placa plana (Marchetti, 1980; Schmertmann, 1986), consiste en una placa plana, que contiene una membrana de acero expandible, delgada, plana y circular, la cual de infla a alta presión utilizando gas nitrógeno; con los resultados del ensayo se pueden obtener varias correlaciones, entre otras con el módulo elástico del suelo. La descripción del ensayo en detalle se puede consultar en el Capítulo 3 de este Manual.

La ecuación 6.59, expresa la forma como se calculan los asentamientos inmediatos con base en los resultados del DMT.

$$\rho_i = \frac{\bar{q}_0 H}{E_s} \qquad [6.59]$$

Donde: $\bar{q}_0$: Incremento de esfuerzos promedio causado por la carga aplicada, en toneladas por pie cuadrado (ton/pie^2).

H: Espesor del estrato a una profundidad z, donde el $\bar{q}_0$ es aplicado.

E_s: Módulo de elasticidad del suelo, toneladas por pie cuadrado (Ton/pie^2). Ver ecuaciones 6.60 y 6.61.

μ_s: Relación de Poisson del suelo.

E_d: Módulo del dilatómetro =34,7 ($p_1 - p_0$).

p_1: Presión de expansión.

p_0: Presión de contacto.

$$E_s = R_D E_d \qquad [6.60]$$

Donde:

$$R_D = \frac{(1-\mu_s)}{[(1+\mu_s)(1-2\mu_s)]}, \text{ varía entre 1 y 3} \qquad [6.61]$$

Evaluación de asentamientos inmediatos a partir de los resultados del ensayo de Presurómetro (PMT)

El ensayo de Presurómetro fue desarrollada por Menard (1956), para medir la resistencia y la deformación de un suelo; consiste en tres celdas de las cuales la superior y la inferior son celdas de guarda que se expanden por medio de un líquido o un gas para reducir el efecto de la condición de extremo, sobre la celda intermedia de medición midiéndose la expansión volumétrica de esta celda.

El modulo elástico E_s, obtenido del ensayo se puede utilizar en la ecuación 6.58 para determinar los asentamientos inmediatos.

Procedimientos teóricos con base en la teoría elástica

El asentamiento elástico de cimentaciones en suelos granulares, se puede estimar utilizando la expresión 6.62

$$\rho_i = S_e = \frac{\left[q_0(1-\mu^2)\sqrt{A}\right]}{E_S \beta_z} \qquad [6.62]$$

Donde: q_0: Esfuerzo vertical en la base del área cargada, en Megapascales (MPa).

μ: Relación de Poisson. (Ver Tabla 6.25).

A: Área de la cimentación, en milímetros cuadrados (mm^2).

E_s: Modulo de elasticidad del suelo, en Megapascales (MPa).

β_z: Factor de forma (ver Tabla 6.26).

Se podrán seguir las consideraciones de la AASHTO respecto de la profundidad en la que se debe determinar E_s, la cual se encuentra alrededor de 1/2 a 1/3 de B, por debajo de la zapata, siempre y cuando el módulo elástico no varíe significativamente con la profundidad, de lo contrario se puede tomar un promedio ponderado del módulo elástico.

6.11.2.3.2. Suelos cohesivos

En los suelos cohesivos se deben evaluar tanto los asentamientos inmediatos como los asentamientos por consolidación. En las arcillas altamente plásticas y orgánicas, los asentamientos segundarios pueden ser significativos y por lo tanto se deberán incluir en el análisis.

Tabla 6.25. Constantes elásticas de diferentes suelos (AASHTO, 2004)

TIPO DE SUELO	RANGO DE VALORES TÍPICOS	RELACIÓN DE POISSON, μ (ADIMENSIONAL)	ESTIMACIÓN DE Es A PARTIR DE N	
	MÓDULOS DE YOUNG E_s (MPa)		TIPO DE SUELO	E_s (MPa)
Arcilla				
Blanda sensible	2,4 – 15	0,4 – 0,5 no drenada	Limos, limos arenosos, mezclas levemente cohesivas	$0,4 \times N_1$
Medianamente rígida a rígida	15 - 50		Arenas limpias, finas a medias y arenas levemente limosas	$0,7 \times N_1$
Muy rígida	50 - 100		Arenas gruesas y arenas con poca grava	$1,0 \times N_1$
			Grava arenosa y gravas	$1,1 \times N_1$
Loes	15-60	0,1 -0,3	Grava arenosa y gravas	$1,1 \times N_1$
Limo	2-20	0,3 – 0,35		
Arena fina			Estimación de E_s a partir de S_u	
Suelta	7,5 - 10	0,25	Arcilla blanda sensible	$400 \times S_u$ – $1000 \times S_u$
Medianamente suelta	10 - 20			
Densa	20 - 25			
Suelta	10 - 25	0,20 – 0,35	Arcilla medianamente rígida a rígida	$1500 \times S_u$ – $4000 \times S_u$
Medianamente suelta	25 – 50			
Densa	50 - 75	0,30 – 0,40	Arcilla muy rígida	$3000 \times S_u$ – $4000 \times S_u$
Grava			Estimación de E_s a partir de q_c	
Suelta	25 – 75	0,2 – 0,35	Suelo arenoso	$4 \times q_c$
Medianamente suelta	75 - 100			
Densa	100 - 200	0,3 – 0,4		

Donde: N: Resistencia del ensayo de penetración estándar (SPT).

N_1: SPT corregido para considerar la profundidad.

S_u: Resistencia al corte no drenada.

q_u: Resistencia del ensayo de penetración de cono.

Tabla 6.26. Factores de forma y rigidez (USACE, 1992)

L/B	FLEXIBLE, β_z (PROMEDIO)	RIGIDO β_z
Circular	1,04	1,13
1	1,06	1,08
2	1,09	1,10
3	1,13	1,15
5	1,22	1,24
10	1,41	1,41

Asentamiento inmediato en suelos cohesivos no saturados

El asentamiento inmediato en suelos cohesivos no saturados consiste en una distorsión elástica, asociado con el cambio de forma y de volumen, en los cuales se puede aplicar la teoría elástica para la determinación de los asentamientos inmediatos, Según Bowles (1982), el asentamiento inmediato para un cimiento flexible, en la esquina de un área rectangular, en un medio elástico, se expresa en la ecuación 6.63.

$$\rho_i = S_e = qB\frac{(1-\mu^2)}{E_S}\left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2\right) I_F \qquad [6.63]$$

Donde:

q: Presión de contacto en la base.

B: Ancho de la cimentación en la esquina o B/2 en el centro.

L: Largo de la cimentación en la esquina o L/2 en el centro.

μ: Relación de Poisson.

E_s: Módulo elástico del suelo.

I_i: Factor de influencia que depende de L/B, del espesor del estrato H, y la profundidad de

empotramiento D_f, de acuerdo con las ecuaciones 6.64 y 6.65.

$$I_1 = \frac{1}{\pi}\left[M \ln \frac{(1+\sqrt{1+M^2})\sqrt{M^2+N^2}}{M(1+\sqrt{1+M^2+N^2})} + \ln \frac{(M+\sqrt{1+M^2})\sqrt{1+N^2}}{M+\sqrt{1+M^2+N^2}}\right] \quad [6.64]$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi}\tan^{-1}\left(\frac{M}{N\sqrt{1+M^2+N^2}}\right), \text{ donde } M=\frac{L}{B}\ , N=\frac{H}{B} \quad [6.65]$$

Steinbrenner, definió el factor de asentamiento I_s como:

$$I_s = \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2\right) \quad [6.66]$$

Los factores de influencia I_1 e I_2, se pueden obtener de la Tabla 6.27.

Tabla 6.27. Factores de Influencia I_1 e I_2 (USACE, 1992)

N	M= 1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
0.2	I_1 = 0.009	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007
	I_2= 0.041	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.043	0.043	0.043	0.043	0.043
0.4	0.033	0.032	0.031	0.030	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.027	0.027
	0.066	0.068	0.069	0.070	0.070	0.071	0.071	0.072	0.072	0.073	0.073
0.6	0.066	0.064	0.063	0.061	0.060	0.059	0.058	0.057	0.056	0.056	0.055
	0.079	0.081	0.083	0.085	0.087	0.088	0.089	0.090	0.091	0.091	0.092
0.8	0.104	0.102	0.100	0.098	0.096	0.095	0.093	0.092	0.091	0.090	0.089
	0.083	0.087	0.090	0.093	0.095	0.097	0.098	0.100	0.101	0.102	0.103
1.0	0.142	0.140	0.138	0.136	0.134	0.132	0.130	0.129	0.127	0.126	0.125
	0.083	0.088	0.091	0.095	0.098	0.100	0.102	0.104	0.106	0.108	0.109
1.5	0.224	0.224	0.224	0.223	0.222	0.220	0.219	0.217	0.216	0.214	0.213
	0.075	0.080	0.084	0.089	0.093	0.096	0.099	0.102	0.105	0.108	0.110
2.0	0.285	0.288	0.290	0.292	0.292	0.292	0.292	0.292	0.291	0.290	0.289
	0.064	0.069	0.074	0.078	0.083	0.086	0.090	0,094	0,097	0.100	0.102
3.0	0.363	0.372	0.379	0.384	0.389	0.393	0.396	0.398	0.400	0.401	0.402
	0.048	0.052	0.056	0.060	0.064	0.068	0.071	0.075	0.078	0.081	0.084
4.0	0.408	0.421	0.431	0.440	0.448	0.455	0.460	0.465	0.469	0.473	0.476
	0.037	0.041	0.044	0.048	0.051	0.054	0.057	0.060	0.063	0.066	0.069
5.0	0.437	0.452	0.465	0.477	0.487	0.496	0.503	0.510	0.516	0.522	0.526
	0.031	0.034	0.036	0.039	0.042	0.045	0.048	0.050	0.053	0.055	0.058
6.0	0.457	0.474	0.489	0.502	0.514	0.524	0.534	0.542	0.550	0.557	0.563
	0.026	0.028	0.031	0.033	0.036	0.038	0.040	0.043	0.045	0.047	0.050
7.0	0.471	0.490	0.506	0.520	0.533	0.545	0.556	0.566	0.575	0.583	0.590
	0.022	0.024	0.027	0.029	0.031	0.033	0.035	0.037	0.039	0.041	0.043
8.0	0.482	0.502	0.519	0.534	0.549	0.561	0.573	0.584	0.594	0.602	0.611
	0.020	0.022	0.023	0.025	0.027	0.029	0.031	0.033	0.035	0.036	0.038
9.0	0.491	0.511	0.529	0.545	0.560	0.574	0.587	0.598	0.609	0.618	0.627
	0.017	0.019	0.021	0.023	0.024	0.026	0.028	0.029	0.031	0.033	0.034
10.0	0.498	0.519	0.537	0.554	0.570	0.584	0.597	0.610	0.621	0.631	0.641
	0.016	0.017	0.019	0.020	0.022	0.023	0.025	0.027	0.028	0.030	0.031
20.0	0.529	0.553	0.575	0.595	0.614	0.631	0.647	0.662	0.677	0.690	0.702
	0.008	0.009	0.010	0.010	0.011	0.012	0.013	0.013	0.014	0.015	0.016
500.0	0.560	0.587	0.612	0.635	0.656	0.677	0.696	0.714	0.731	0.748	0.763
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001

N	M= 2.5	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
0.2	I_1 = 0.007 I_2= 0.043	0.006 0.044	0.006 0.044	0.006 0.044	0.006 0.044	0.006 0.044	0.006 0.044	0.006 0.044	0.006 0.044	0.006 0.044	0.006 0.044
0.4	0.026 0.074	0.024 0.075	0.024 0.075	0.024 0.075	0.024 0.076	0.024 0.076	0.024 0.076	0.024 0.076	0.024 0.076	0.024 0.076	0.024 0.076
0.6	0.053 0.094	0.051 0.097	0.050 0.097	0.050 0.098	0.50 0.098	0.049 0.098	0.049 0.098	0.049 0.098	0.049 0.098	0.049 0.098	0.049 0.098
0.8	0.086 0.107	0.082 0.111	0.081 0.112	0.080 0.113	0.080 0.113	0.080 0.113	0.079 0.113	0.079 0.114	0.079 0.114	0.079 0.114	0.079 0.114
1.0	0.121 0.114	0.115 0.120	0.113 0.122	0.112 0.123	0.112 0.123	0.112 0.124	0.111 0.124	0.111 0.124	0.110 0.125	0.110 0.125	0.110 0.125
1.5	0.207 0.118	0.197 0.130	0.194 0.134	0.192 0.136	0.191 0.137	0.190 0.138	0.190 0.138	0.189 0.139	0.188 0.140	0.188 0.140	0.188 0.140
2.0	0.284 0.114	0.271 0.131	0.267 0.136	0.264 0.139	0.262 0.141	0.261 0.143	0.260 0.144	0.259 0.145	0.257 0.147	0.256 0.147	0.256 0.148
3.0	0.402 0.097	0.392 0.122	0.386 0.131	0.382 0.137	0.378 0.141	0.376 0.144	0.374 0.145	0.373 0.147	0.368 0.152	0.367 0.153	0.367 0.154
4.0	0.484 0.082	0.484 0.110	0.479 0.121	0.474 0.129	0.470 0.135	0.466 0.139	0.464 0.142	0.462 0.145	0.453 0.154	0.451 0.155	0.451 0.156
5.0	0.553 0.070	0.554 0.098	0.552 0.111	0.548 0.120	0.543 0.128	0.540 0.133	0.536 0.137	0.534 0.140	0.522 0.154	0.519 0.156	0.519 0.157
6.0	0.585 0.060	0.609 0.087	0.610 0.101	0.608 0.111	0.604 0.120	0.601 0.126	0.598 0.131	0.595 0.135	0.579 0.153	0.576 0.157	0.575 0.157
7.0	0.618 0.053	0.653 0.078	0.658 0.092	0.658 0.103	0.656 0.112	0.653 0.119	0.650 0.125	0.647 0.129	0.628 0.152	0.624 0.157	0.623 0.158
8.0	0.643 0.047	0.688 0.071	0.697 0.084	0.700 0.095	0.700 0.104	0.698 0.112	0.695 0.118	0.692 0.124	0.672 0.151	0.666 0.156	0.665 0.158
9.0	0.663 0.042	0.716 0.064	0.730 0.077	0.736 0.088	0.737 0.097	0.736 0.105	0.735 0.112	0.732 0.118	0.710 0.149	0.704 0.156	0.702 0.158
10.0	0.679 0.038	0.740 0.059	0.758 0.071	0.766 0.082	0.770 0.091	0.770 0.099	0.770 0.106	0.768 0.112	0.745 0.147	0.738 0.156	0.735 0.158
20.0	0.756 0.020	0.856 0.031	0.896 0.039	0.925 0.046	0.945 0.053	0.959 0.059	0.969 0.065	0.977 0.071	0.982 0.124	0.965 0.148	0.957 0.156
500.0	0.832 0.001	0.977 0.001	1.046 0.002	1.102 0.002	1.150 0.002	1.191 0.003	1.227 0.003	1.259 0.003	1.532 0.008	1.721 0.016	1.879 0.031

El factor de Influencia I_F, se obtiene de la Figura 6.41.

La ecuación 6.60, también se puede aplicar en un medio granular con cualquier contenido de agua.

En el caso de una cimentación rígida, el asentamiento tiende a ser uniforme y por tanto el factor de asentamiento I_s, puede ser aproximadamente el 7% menor que el obtenido con la ecuación 6.60 para cimentaciones flexibles, es decir $I_{sr} = 0{,}93 \times I_s$.

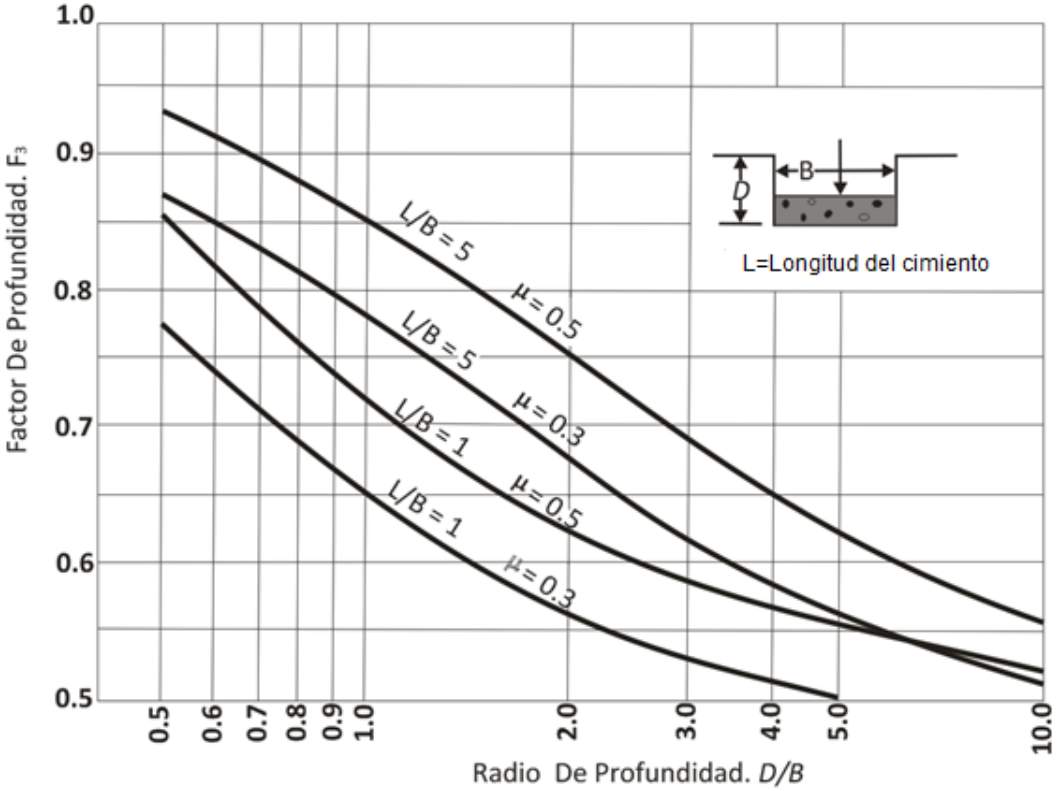


Figura 6.41. Factor de influencia I_F , para cimentaciones a una profundidad D_f (USACE, 1992)

Asentamiento inmediato en suelos cohesivos saturados

Para cimentaciones flexibles uniformemente cargadas, Janbu, Bjerrum y Kjaernsli (1956), propusieron la ecuación 6.67 para determinar el asentamiento inmediato.

$$\rho_i = S_e = A_1 A_2 \frac{qB}{E_{Su}} \text{ , para } \mu = 0{,}5 \qquad [6.67]$$

Donde: A_1: Factor de corrección por espesor finito H, de la capa elástica del suelo, modificado por Giroud (1972) (Figura 6.42).

A_2: Factor de corrección por profundidad de fundación D_f, del cimiento, modificado por Burland (1970) (ver Figura 6.43).

B: Ancho o diámetro del área cargada.

E_{Su}: Módulo elástico no drenado promedio.

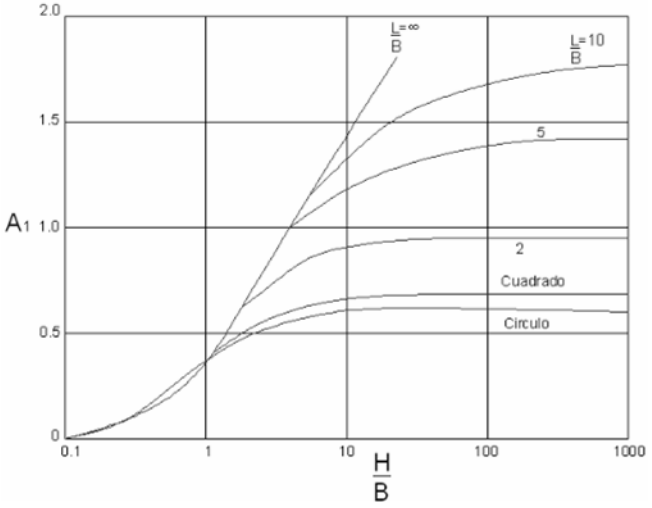


Figura 6.42. Factor A_1 de corrección por espesor H (USACE, 1992)

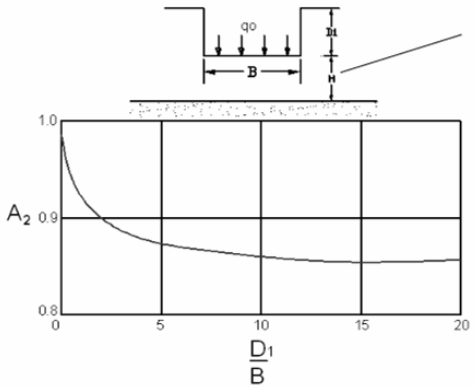


Figura 6.43. Factor A_2 de corrección por profundidad D_f (USACE, 1992)

6.11.2.4. Asentamiento por consolidación

Los asentamientos por consolidación primaria ocurren en suelos cohesivos, debido a la disipación del exceso de presión de poros, controlada por la expulsión gradual del fluido que ocupa los vacios del suelo conduciendo a la compresión del esqueleto sólido del suelo, lo que requiere de bastante tiempo puesto que estos suelos son relativamente impermeables.

El asentamiento por consolidación primaria es insignificante en suelos granulares, puesto que la salida del agua ocurre en forma muy rápida, dada la permeabilidad tan alta de estos suelos.

El análisis de los asentamientos por consolidación, consiste en evaluación de la consolidación primaria y de la consolidación segundaria. Para la determinación de la consolidación primaria existen varias referencias como Duncan & Poulos (1981) y Terzaghi et al (1996). Estos últimos autores reconocidos por la tradicional teoría del análisis unidimensional, no obstante sus limitaciones, relacionadas con la deformación unidireccional en sentido vertical o con ignorar la disipación lateral el exceso de presión de poros; según Poulos et al (2002) permite obtener razonables estimaciones de los asentamientos, tanto para arcillas blandas como para arcillas sobreconsolidadas, con relaciones de Poisson menores de 0,35.

La teoría de Buisman (1936), resulta bastante práctica para estimar la consolidación segundaria, método el cual asume que la magnitud de la consolidación varia linealmente con el logaritmo del tiempo.

6.11.2.4.1. Consolidación primaria

Los asentamientos por consolidación primaria en suelos cohesivos saturados se pueden determinar con las ecuaciones 6.68, 6.69 y 6.70.

De acuerdo con la Figura 6.44, para suelos inicialmente sobreconsolidados, cuando el esfuerzo de preconsolidación σ'_p es menor que el esfuerzo efectivo vertical actual σ'_0, es decir $\sigma'_{p} < \sigma'_0$ y el esfuerzo efectivo vertical final σ'_f es menor que σ'_p.

$$\rho_c = S_c = \frac{H_c}{1+e_0} C_{cr} \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \quad [6.68]$$

Para suelos inicialmente sobreconsolidados, cuando el esfuerzo de preconsolidación σ'_p es menor que el esfuerzo efectivo vertical actual σ'_0, es decir $\sigma'_p < \sigma'_0$ y el esfuerzo efectivo vertical final σ'_f es mayor que σ'_p.

$$\rho_c = S_c = \frac{H_c}{1+e_0} \left[C_{cr} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} + C_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right] \quad [6.69]$$

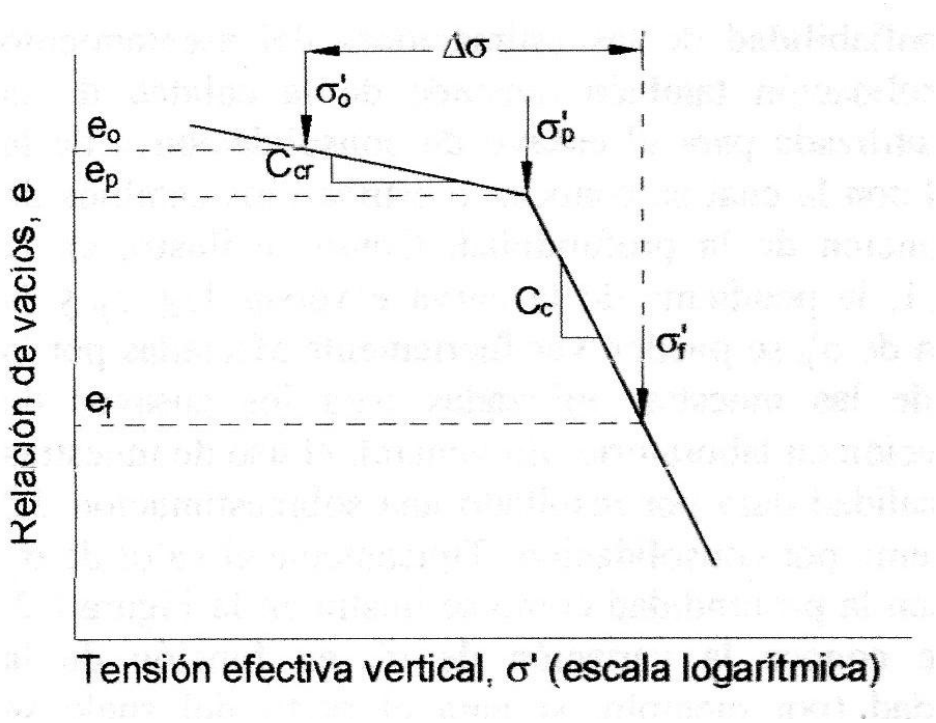


Figura 6.44. Curva típica de compresibilidad para un suelo sobreconsolidado (AASHTO, 2004)

Para los suelos que inicialmente se encuentran normalmente consolidados, cuando el esfuerzo de preconsolidación σ'_p, es igual al esfuerzo efectivo vertical actual σ'_0, es decir $\sigma'_p = \sigma'_0$.

$$\rho_c = S_c = \frac{H_c}{1+e_0} C_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \quad [6.70]$$

Donde:

H_c: Espesor del estrato de suelo compresible.

e_0: Relación de vacios para el esfuerzo efectivo vertical inicial.

C_{cr}: Índice de recompresión.

C_c: Índice de compresión.

σ'_p: Máximo esfuerzo efectivo vertical histórico del suelo en el intervalo de profundidad debajo de la zapata.

σ'_0: Esfuerzo efectivo vertical inicial del suelo en el intervalo de profundidad debajo de la zapata.

σ'_f: Esfuerzo efectivo vertical final del suelo en el intervalo de profundidad debajo de la zapata.

En la Figura 6.44 y Figura 6.45 se aprecia cada uno de los términos de las ecuaciones 6.68, 6.69 y 6.70.

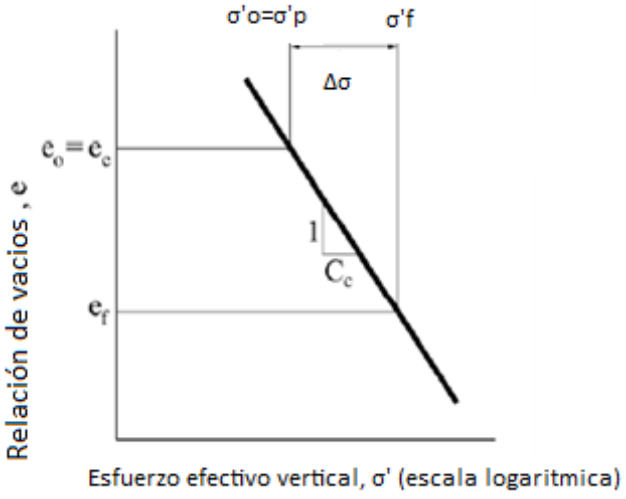


Figura 6.45. Curva típica de compresibilidad para un suelo normalmente consolidado (AASHTO, 2004)

El Índice de compresión C_c, preferiblemente, se puede obtener de la pendiente de la línea de consolidación normal, o a partir de correlaciones como se indica en la Tabla 6.28.

Tabla 6.28. Correlaciones para obtener el Índice de compresión C_c (USACE, 1992)

SUELO	C_c
Suelo orgánico con sensibilidad <4	$0{,}0009_X$ (LL – 10)
Suelo orgánico y turba	$0{,}0115_X$ w_n
Arcilla	$1{,}15_X$ (e_0 – 0,35)
	$0{,}012_X$ w_n
	$0{,}01_X$ (LL – 13)
Limos uniformes	0,20
Arena uniforme	
Suelta	0,05 a 0,06
Densa	0,02 a 0,03

Donde: LL: Límite líquido, en porcentaje (%).

w_n: Humedad natural, en porcentaje (%).

e_0: Relación de vacios inicial.

El índice de recompresión C_{cr}, típicamente es igual a 0.005 C_c hasta 0,10 C_c.

Para considerar la disminución del esfuerzo externo a medida que aumenta la profundidad debajo de la cimentación y las variaciones de la compresibilidad del suelo en función de la profundidad, el estrato compresible se puede dividir en segmentos verticales de 1,5 a 3,0 m., y se analiza separadamente el asentamiento por consolidación de cada segmento. El valor total de S_c, es la sumatoria de los S_c para cada segmento.

El efecto tridimensional puede ser considerado si $\frac{B}{H} \leq 4$, por lo que se requiere reducir el asentamiento por consolidación unidimensional, utilizando el procedimiento de Skempton y Bjerrum representado en la ecuación 6.71.

$$\rho_{\lambda c} = S_{\lambda c} = \lambda S_c \qquad [6.71]$$

Donde: λ: Factor de reducción para asentamiento por consolidación en tres dimensiones (ver Figura 6.46).

S_c: Asentamiento por consolidación unidimensional.

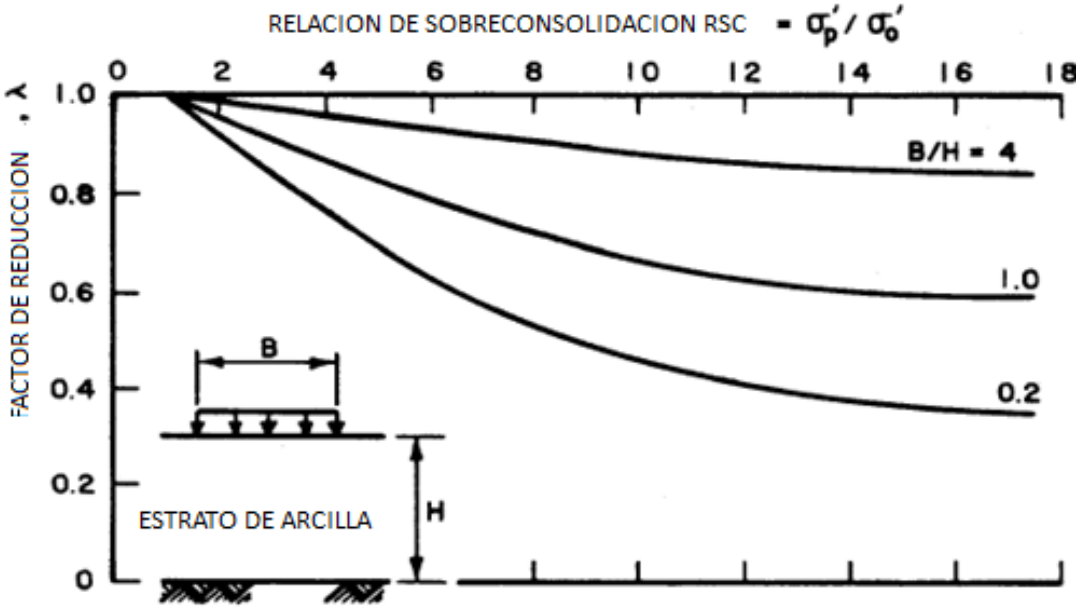


Figura 6.46. Factor de reducción para asentamiento por consolidación en tres dimensiones (USACE, 1992)

Si $\frac{B}{H}$>4 o si la profundidad del estrato compresible es mayor de 2B entonces λ=1.

6.11.2.4.2. Tiempos de asentamiento

La solución de los tiempos de asentamiento por consolidación primaria unidimensional se basa en la teoría de Terzaghi, en la cual el asentamiento está en función del tiempo como se expresa en la ecuación 6.72.

$$S_{ct} = \frac{S_{\lambda c} U_t}{100} \qquad [6.72]$$

Donde: S_{ct}: Asentamiento por consolidación en el tiempo t.

$S_{\lambda c}$: Asentamiento por consolidación reducida por efecto 3D.

U_t: Grado de consolidación en porcentaje del estrato compresible en el tiempo t.

Para determinar el grado de consolidación U_t se requiere determinar el Factor tiempo T_v, a partir de la ecuación 6.73.

$$T_v = \frac{C_v t}{H_d^2} \qquad [6.73]$$

Donde: C_v: Coeficiente de consolidación.

t: Tiempo necesario para alcanzar un determinado porcentaje de asentamiento por consolidación unidimensional.

H_d: Distancia o recorrido de drenaje más largo en un estrato compresible $H_d = \frac{1}{2}H$, para doble drenaje y $H_d = H$, para drenaje simple (ver Figura 6.47).

A partir de T_v, se determina el grado de consolidación U_t, utilizando la Tabla 6.29.

Tabla 6.29. Grado de consolidación U_t en función del factor tiempo T_v (USACE, 1992)

T_v	GRADO DE CONSOLIDACIÓN PROMEDIO U_t (%)			
	CASO 1	CASO 2	CASO 3	CASO 4
0,004	7,14	6,49	0,98	0,80
0,008	10,09	8,62	1,95	1,60
0,012	12,36	10,49	2,92	2,40
0,020	15,96	13,67	4,81	4,00
0,028	18,88	16,38	6,67	5,60
0,036	21,40	18,76	8,50	7,20
0,048	24,72	21,96	11,17	9,69
0,060	27,64	24,81	13,76	11,99
0,072	30,28	27,43	16,28	14,36
0,083	32,51	29,67	18,52	16,51
0,100	35,68	32,88	21,87	19,77
0,125	39,89	36,54	26,54	24,42

T_v	GRADO DE CONSOLIDACIÓN PROMEDIO U_t (%)			
	CASO 1	CASO 2	CASO 3	CASO 4
0,150	43,70	41,12	30,93	28,86
0,175	47,18	44,73	35,07	33,06
0,200	50,41	48,09	38,95	37,04
0,250	56,22	54,17	46,03	44,32
0,300	61,32	59,50	52,30	50,78
0,350	65,82	64,21	57,83	56,49
0,400	69,79	68,36	62,73	61,54
0,500	76,40	76,28	70,88	69,95
0,600	81,56	80,69	77,25	76,52
0,800	88,74	88,21	86,11	85,66
1,000	93,13	92,80	91,52	91,25
1,500	98,00	97,90	97,53	97,45
2,000	99,42	99,39	99,28	99,26

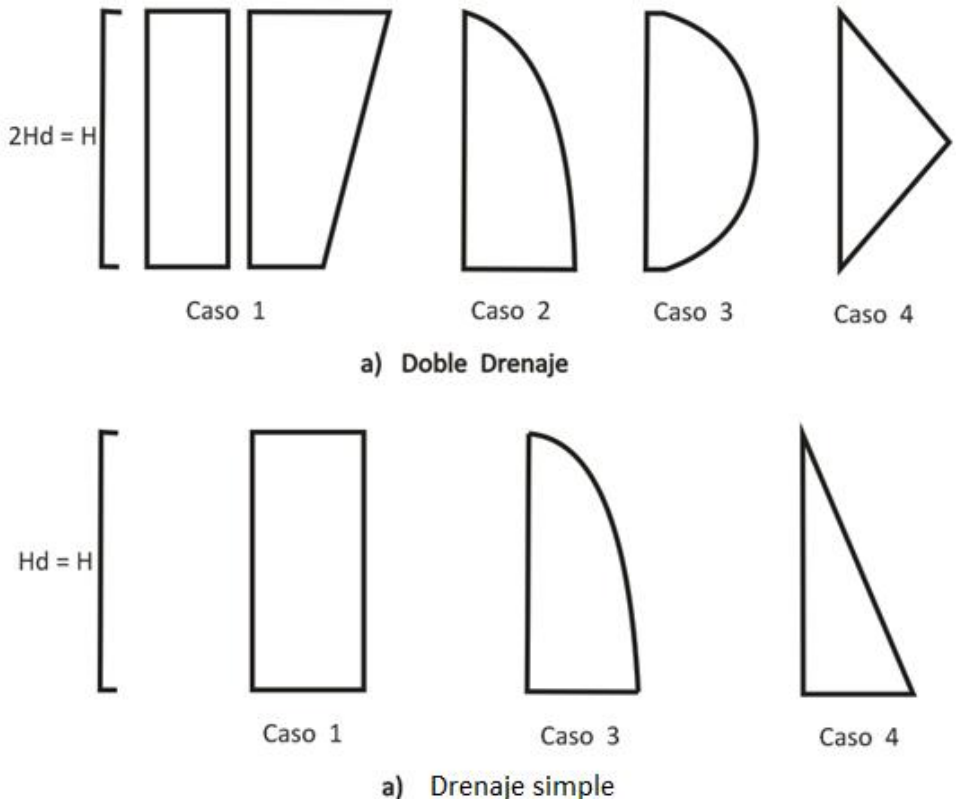


Figura 6.47. Distribución del exceso de presión de poros para doble y simple drenaje (USACE, 1992)

La ecuación 6.73 también permite determinar el tiempo para alcanzar un determinado porcentaje del asentamiento por consolidación unidimensional.

6.11.2.4.3. Consolidación secundaria

La consolidación secundaria es el proceso mediante el cual el suelo continua su desplazamiento vertical, después que el exceso de presión de poros se ha disipado hasta que se haya completado la compresión por consolidación primaria.

La consolidación segundaria puede ser modelada por procesos visco-elásticos semi-empíricos, en donde ocurre endurecimiento o ablandamiento del suelo.

El asentamiento debido a la compresión segundaria se puede estimar mediante la ecuación 6.73.

$$S_s = \frac{H}{1+e_0} C_\alpha \log \frac{t_2}{t_1} \qquad [6.74]$$

Donde: t_1: Tiempo en el cual comienza el asentamiento segundario al 100% de la consolidación primaria.

t_2: Tiempo arbitrario al cual la consolidación será calculada, puede representar la vida de servicio de la estructura.

$C\alpha$: Coeficiente de compresión secundaria, determinado en el laboratorio a partir de la ecuación 6.75 o de la Tabla 6.30.

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log \frac{t_{2lab}}{t_{1lab}}} \qquad [6.75]$$

Donde: $t_{1\,lab}$: Tiempo en el que comienza la consolidación secundaria al 100% de la consolidación primaria.

$t_{2\,lab}$: Tiempo arbitrario al cual la consolidación será calculada, puede representar la vida de servicio de la estructura.

Tabla 6.30. Coeficiente de consolidación segundaria Cα (USACE, 1992)

SUELO	$\frac{C_\alpha}{C_c}$
Arcilla	0,025 – 0,085
Limo	0,030 – 0,075
Turba	0,030 – 0,085
Inorgánico	0,025 – 0,060

6.11.3. Análisis de asentamientos verticales en rocas

Los asentamientos de fundaciones en rocas dependen de los efectos combinados de la roca intacta y del grado de fracturamiento e intemperismo al que haya estado sometida de la roca. Para fines prácticos la roca puede ser considerada de comportamiento elástico e isotrópico, por lo que el asentamiento ocurre cuando la carga es aplicada, no considerándose el efecto del tiempo.

El asentamiento entonces se puede calcular utilizando la teoría elástica, adoptando valores propios del modulo elástico y la relación de Poisson, pudiendo tomarse como alternativa los valores consignados en la Tabla 6.31.

Para las zapatas en roca competente, generalmente se puede asumir que los asentamientos elásticos son menores que 15 mm. Si los asentamientos elásticos de esta magnitud no son aceptables o si la roca no es competente se deberá realizar un análisis del asentamiento con base en las características de la masa de roca.

Si la roca está fisurada o triturada, en el análisis del asentamiento se debe considerar la influencia del tipo de roca, el estado de las discontinuidades y el grado de meteorización.

El asentamiento elástico de las zapatas en roca fisurada o triturada se puede tomar como:

Para zapatas circulares o cuadradas

$$\rho_i = S_e = q(1-\mu^2)\frac{rI_p}{E_m} \quad [6.76]$$

$$I_p = \frac{(\sqrt{\pi})}{\beta_z} \quad [6.77]$$

Para zapatas rectangulares

$$\rho_i = S_e = q(1-\mu^2)\frac{BI_p}{E_m} \quad [6.78]$$

$$I_p = \frac{\left(\sqrt{\frac{L}{B}}\right)}{\beta_z} \quad [6.79]$$

Donde: q: Intensidad de la carga.

r: Radio de la zapata circular o $\frac{B}{2}$ en el caso de zapatas cuadradas.

E_m: Modulo elástico de la masa de roca (ver Tabla 6.31).

μ: Relación de Poisson (ver Tabla 6.32).

I_p: Coeficiente de influencia que toma en cuenta la rigidez y las dimensiones de la zapata (adimensional) (ver ecuaciones 6.77 y 6.79).

β_z: Factor que toma en cuenta la geometría y la rigidez de la zapata (adimensional) (ver Tabla 6.26).

Tabla 6.31. Módulo elástico de la masa de roca Em, para rocas intactas, modificado según Kullhawy (1978) (AASHTO, 2004)

TIPO DE ROCA	No. DE VALORES	No. DE TIPOS DE ROCA	MÓDULO DE ELASTICIDAD E_m MPa_x10^3			DESVIACIÓN ESTÁNDAR
			MÁXIMO	MÍNIMO	PROMEDIO	
Granito	26	26	100,0	6,410	52,70	3,55
Diorita	3	3	112,0	17,100	51,40	6,19
Gabro	3	3	84,1	67,600	75,80	0,97
Diabasa	7	7	104,0	69,000	88,30	1,78
Basalto	12	12	84,1	29,000	56,10	2,60
Cuarcita	7	7	88,3	36,500	66,10	2,32
Marmol	14	13	73,8	4,00	42,60	2,49
Gneiss	13	13	82,1	28,500	61,10	2,31
Pizarra	11	2	26,1	2,410	9,58	0,96
Esquisto	13	12	69,0	5,930	34,30	3,18
Filita	3	3	17,3	8,620	11,80	0,57
Arenisca	27	19	39,2	0,620	14,70	1,19
Limolita	5	5	32,8	2,620	16,50	1,65
Lutita	30	14	38,6	0,007	9,79	1,45
Caliza	30	30	89,6	4,480	39,30	3,73
Dolomita	17	16	78,6	5,720	29,10	3,44

Tabla 6.32. Relación de Poisson de la masa de roca μ para rocas intactas, modificado según Kullhawy (1978) (AASHTO, 2004)

TIPO DE ROCA	No. DE VALORES	No. DE TIPOS DE ROCA	RELACIÓN DE POISSON μ			DESVIACIÓN ESTÁNDAR
			MÁXIMO	MÍNIMO	PROMEDIO	
Granito	22	22	0,39	0,09	0,20	0,08
Gabro	3	3	0,20	0,16	0,18	0,02
Diabasa	6	6	0,38	0,20	0,29	0,06
Basalto	11	11	0,32	0,16	0,23	0,05
Cuarcita	6	6	0,22	0,08	0,14	0,05
Marmol	5	5	0,40	0,17	0,28	0,08
Gneiss	11	11	0,40	0,09	0,22	0,09
Esquisto	12	11	0,31	0,02	0,12	0,08
Arenisca	12	9	0,46	0,08	0,20	0,11
Limolita	3	3	0,23	0,09	0,18	0,06
Lutita	3	3	0,18	0,03	0,09	0,06
Caliza	19	19	0,33	0,12	0,23	0,06
Dolomita	5	5	0,35	0,14	0,29	0,08

La determinación del módulo de la masa de roca, E_m, se debería basar en resultados de ensayos in situ y en laboratorio. Alternativamente, los valores de E_m se pueden estimar multiplicando el módulo de elasticidad de la roca intacta, E_o, obtenido mediante ensayos de compresión uniaxial por un factor

de reducción, α_E, que toma en cuenta la frecuencia de las discontinuidades según el RQD, usando la ecuación 6.80 (Gardner, 1987):

$$E_m=\alpha_E E_0 \quad [6.80]$$

Donde: α_E: Factor de reducción, que toma en cuenta la frecuencia de las discontinuidades según el RQD (ver ecuación 6.81).

$$\alpha_E=0{,}0231RQD-1{,}32\geq 0{,}15 \quad [6.81]$$

La magnitud de los asentamientos por consolidación primaria y secundaria en las masas rocosas que contienen vetas blandas u otros materiales con características de asentamiento dependientes del tiempo se puede estimar aplicando los procedimientos especificados en el numeral 6.11.2.4.

6.11.4. Movimientos verticales tolerables

En el caso de puentes, se puede consultar el numeral A.6.4.7.2.5, del CCDSP, respecto de limitar la distorsión angular $\left(\frac{\delta}{l}\right)$ a un valor de 0,005 para puentes de luces simplemente apoyadas y 0,004 para puentes con luces continuas.

En el caso de puentes y estructuras de drenaje, se sugiere consultar a la FHWA donde se encuentran recomendaciones de magnitudes de asentamiento totales o diferenciales.

6.11.5. Movimientos horizontales

Basado en un seguimiento a varios puentes, la FHWA (1985) encontró que los movimientos horizontales menores de 1 pulg (25 mm) se consideraban como tolerables, mientras que los movimientos horizontales de más de 2 pulgadas (50 mm) se consideraban poco tolerables. Con base en esta observación, la FHWA (1985) recomienda que los movimientos horizontales se limiten a 1,5 pulgadas (8 mm.).

En el caso de puentes, el CCDSP, se debe seguir la orientación del numeral A.6.4.7.2.5, el cual coincide con lo planteado por la FHWA, pues los movimientos horizontales los limita a 1 pulgadas o menos y cuando los

desplazamientos verticales son pequeños, limita los desplazamientos horizontales a 1.5 pulgadas o menos.

Los datos presentados por la FHWA (1985) demostraron que los movimientos horizontales tienden a ser más perjudicial cuando suceden simultáneamente con los asentamientos verticales que cuando no. La estimación de la magnitud de los movimientos horizontales debe tener en cuenta los movimientos asociados con las consideraciones de inestabilidad de taludes y empuje lateral.

6.11.6. Estabilidad global o general

La estabilidad global se puede evaluar utilizando métodos de equilibrio limite como el método modificado de Bishop, Janbu, Spencer, u otros métodos ampliamente aceptados en el análisis de estabilidad, metodologías que se escapan del tema de este Manual.

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

AASHTO, AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. 2004. *LRFD Bridge Design Specifications.* Washington D.C. : s.n., 2004.

BOWLES, JOSEPH E. 1997. *Foundation Analysis and Design.* Quinta ed. 1997.

CODUTO, DONALD P. 2001. *Foundation Design Principles and Practices.* Segunda ed. 2001.

DAS, BRAJA M. 2005. *Fundamentals of Geotechnical Engineering.* Tercera ed. 2005. pág. 622.

—. 2006. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones.* Quinta. s.l. : Thomson, 2006.

DELGADO V., MANUEL. 2005. *Ingeniería de Fundaciones.* Tercera reimpresión. Bogotá : s.n., 2005.

FHWA, FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. 2006. *Soils and Foundations: Reference Manual. National Highway Institute. NHI Course No. 132012.* Washington D.C. : s.n., 2006. Vol. 1. Publication No. FHWA NHI-06-088.

GEO, GEOTECHNICAL ENGINEERING OFFICE - The Government of the Hong Kong Special Administrativa Region. 2006. *Foundation Design and Construction.* Homantin, Kowloon : s.n., 2006. GEO No. 1/2006.

MINFOMENTO, MINISTERIO DE FOMENTO - DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS. 2004. *Guía de cimentaciones en obras de carreteras.* Madrid : s.n., 2004.

MINISTERIO DE TRANSPORTE - INVIAS. 1995. *Código Colombianos de Diseño Sísmico de Puentes.* Bogotá : s.n., 1995.

MOPU, MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO. DIRECCIÓN GENERAL DE PUERTOS Y COSTAS. 2005. *Recomendaciones para Obras Marítimas y Portuarias.* Madrid : s.n., 2005. ROM 0.5-05.

NSR-10, MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL-Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones Sismo resistentes. 2010. *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente.* Bogotá D.C. : s.n., 2010.

SCDOT, SOUTH CAROLINA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. 2010. *Geotechnical Design Manual.* 2010.

USACE, US ARMY CORPS OF ENGINEERS. 1992. *Engineer Manual - Bearing capacity of soils.* Washington D.C. : s.n., 1992.

WSDOT, WASHINGTON STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. 2010. *Geotechnical Design Manual. Environmental and engineering programs.* Seattle : s.n., 2010.

7

CIMENTACIONES PROFUNDAS

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 7. CIMENTACIONES PROFUNDAS 7-1
7.1. INTRODUCCIÓN 7-1
7.2. PROPÓSITO 7-2
7.3. APLICACIÓN 7-2
7.4. DEFINICIONES 7-2
7.4.1. Pilotes 7-2
7.4.2. Pilotes prebarrenados 7-3
7.4.3. Pilotes hincados 7-3
7.4.4. Pilotes de gran desplazamiento 7-4
7.4.5. Pilotes de pequeño desplazamiento 7-4
7.5. CONSIDERACIONES GENERALES 7-4
7.5.1. Pilotes hincados 7-4
7.5.1.1. Penetración de los pilotes 7-4
7.5.1.2. Resistencia 7-5
7.5.1.3. Efecto del asentamiento del terreno y de las cargas de fricción negativa 7-6
7.5.1.4. Separación, luces libres y longitud embebida de los pilotes 7-7
7.5.1.5. Pilotes inclinados 7-7
7.5.1.6. Levantamiento 7-8
7.5.1.7. Pilotes de prueba 7-8
7.5.1.8. Análisis por ecuación de onda 7-8
7.5.1.9. Monitoreo dinámico 7-8
7.5.1.10. Socavación 7-9
7.5.2. Pilotes pre-barrenados 7-9
7.5.2.1. Diámetro de los fustes y bases ensanchadas 7-9
7.5.2.2. Resistencia 7-9
7.5.2.3. Fricción negativa 7-9
7.5.2.4. Separación de los pilotes de un grupo 7-9
7.5.2.5. Pilotes prebarrenados inclinados 7-9
7.5.2.6. Levantamiento 7-10
7.5.2.7. Socavación 7-10

7.6. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA 7-10

7.6.1. Factores de Resistencia 7-10

7.6.2. Capacidad de carga 7-16

7.6.2.1. Método de diseño LRFD 7-16

7.6.2.1.1. Capacidad de carga vertical 7-16
7.6.2.1.2. Resistencia a las cargas Laterales 7-18
7.6.2.1.3. Resistencia contra el levantamiento 7-18

7.6.2.2. Método de diseño ASD 7-21

7.6.2.2.1. Pilotes individuales 7-21
7.6.2.2.2. Pilotes hincados 7-24
7.6.2.2.3. Capacidad de carga vertical de la roca 7-37
7.6.2.2.4. Ensayos de carga y monitoreo *in situ* de los pilotes 7-38
7.6.2.2.5. Resistencia al levantamiento 7-39
7.6.2.2.6. Resistencia a las cargas laterales 7-42
7.6.2.2.7. Capacidad de carga de los pilotes inclinados 7-66
7.6.2.2.8. Capacidad de carga vertical 7-66
7.6.2.2.9. Resistencia contra el levantamiento del grupo de pilotes 7-70
7.6.2.2.10. Pilotes prebarrenados 7-72
7.6.2.2.11. Capacidad de carga vertical del suelo 7-72
7.6.2.2.12. Métodos basados en ensayos *in situ* 7-87
7.6.2.2.13. Capacidad de carga vertical en roca 7-91
7.6.2.2.14. Ensayos de Carga 7-96
7.6.2.2.15. Resistencia contra el Levantamiento 7-96
7.6.2.2.16. Resistencia a las cargas Laterales 7-97

7.7. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO 7-97

7.7.1. Criterio para el Desplazamiento Lateral 7-97

7.7.2. Asentamientos 7-98

7.7.2.1. Pilotes hincados 7-98

7.7.2.1.1. Grupo de pilotes 7-98

7.7.2.2. Pilotes prebarrenados 7-101

7.7.2.2.1. Pilotes individuales 7-101
7.7.2.2.2. Grupo de Pilotes 7-104

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA 7-105

CAPÍTULO 7. CIMENTACIONES PROFUNDAS

7.1. INTRODUCCIÓN

Las cimentaciones profundas, transfieren las cargas de las estructuras a un estrato portante resistente a cierta profundidad bajo la superficie del suelo.

De acuerdo con NAVFACDM-7.2, una cimentación de define como profunda cuando desarrolla su capacidad de carga en una profundidad (D_f) mayor que 5 veces el tamaño (B) de la base ($D_f \geq 5B$). En las cimentaciones profundas, el diseño está gobernado por la capacidad de carga más que por el asentamiento. La capacidad de carga en las cimentaciones profundas se basa en la resistencia por punta (Q_p) y en la resistencia por fricción o adherencia (Q_f) a lo largo del fuste del elemento, resistencias que pueden actuar en forma independiente o combinada.

Las cimentaciones profundas se utilizan cuando la capacidad de carga de las cimentaciones superficiales no cumple con los requerimientos solicitados, cuando los asentamientos de las cimentaciones superficiales son excesivos, o no son económicas.

Las cimentaciones profundas también se utilizan para resistir las fuerzas de levantamiento, las fuerzas horizontales o como alternativa de cimentación en caso de suelos expansivos, suelos colapsables, o suelos sometidos a los efectos de la erosión y/o la socavación; se utilizan además, para compactar depósitos granulares sueltos y para control de asentamientos de cimentaciones superficiales sobre suelos compresibles.

El diseño de cimentaciones profundas implica resolver un problema complejo de transferencia de cargas de la estructura a través de los elementos profundos al suelo; por tanto se requiere de un análisis de un sistema que se podría denominar genéricamente, estructura – pilote, un sistema suelo – pilote, así como la interacción de los dos sistemas lo cual es no lineal.

Este capítulo orienta los criterios, los procedimientos y los parámetros necesarios para el análisis y diseño de las fundaciones profundas.

7.2. PROPÓSITO

Este Manual proporciona información sobre las técnicas de análisis, criterios y procedimientos de diseño, está basado en el estado actual del comportamiento suelo – estructura, permite orientar los diseños geotécnicos propios de cimentaciones para infraestructura vial y considera que el análisis de la capacidad de carga se lleva a cabo para determinar la sección transversal, la longitud y el número de pilotes que soportan la superestructura.

La determinación de la capacidad de carga en las cimentaciones profunda se torna difícil debido a la gran cantidad de diferentes ecuaciones que se usan, y rara vez sus resultados son similares. No obstante en la práctica ingenieril el uso frecuente de una ecuación con éxito, genera confianza entre los geotecnistas, por tanto varias de esas ecuaciones se expondrán en este capítulo.

7.3. APLICACIÓN

Este Manual está dirigido a Ingenieros y profesionales en áreas afines, encargados y responsables del diseño de cimentaciones profundas, de tal suerte que sirva de guía para el análisis de la estabilidad y funcionabilidad geotécnica de los elementos individuales y en grupo.

7.4. DEFINICIONES

7.4.1. Pilotes

Los pilotes son elementos estructurales de concreto, acero o madera, que se utilizan para trasmitir las cargas de la superficie a niveles inferiores dentro de la masa de suelo. Esta transferencia puede ser por una distribución vertical de la carga a lo largo del fuste del pilote o una aplicación directa de la carga al estrato más profundo a través de la punta del pilote.

La distribución vertical de la carga se realiza mediante la fricción entre el pilote y el suelo circundante, y la aplicación directa de la carga se realiza por la capacidad de carga del suelo en la punta.

Los pilotes pueden clasificarse con diversos criterios según el aspecto que interese, de acuerdo con el material, el modo de transferir la carga, el grado de desplazamiento durante la instalación o el método de ejecución.

A efectos de las recomendaciones que siguen en este capítulo, conviene distinguir los pilotes de acuerdo con el procedimiento de ejecución, en dos tipos: Pilotes hincados, también denominados pilotes de desplazamiento, y pilotes prebarrenados.

7.4.2. Pilotes prebarrenados

Son cimentaciones profundas sin desplazamiento, construidos en seco con camisa o con lodo de perforación. Bien construidos no causan pérdida del suelo cerca del fuste y se minimizan las vibraciones, y por tanto las alteraciones del suelo.

Los pilotes prebarrenados se pueden construir de grandes diámetros y se pueden extender en profundidad para soportar grandes cargas.

Las expansiones laterales del suelo adyacente a los pilotes prebarrenados, pueden causar un decremento en la presión de poros.

La expansión del suelo en el fondo de la perforación, en combinación con el agua que se recoge en el fondo, puede reducir la capacidad de carga y requerir una lechada de mortero en el fondo de la excavación.

7.4.3. Pilotes hincados

Los pilotes hincados son elementos de cimentación profundos que introducidos dentro del suelo causan que este se desplace y por tanto se altere, generan un incremento temporal en la presión de poros y reducción en la capacidad de carga por un tiempo corto, la cual se recupera a largo plazo.

Los pilotes prebarrenados, tienden a preferirse más que los pilotes hincados, sobretodo en suelos duros, puesto que el hincado se dificulta y las vibraciones afectan las estructuras cercanas.

En el procedimiento de ejecución de los pilotes, puede haber o no desplazamiento del suelo. La clasificación de los pilotes, basada en el grado de desplazamiento del suelo durante su instalación, se plantea a continuación.

7.4.4. Pilotes de gran desplazamiento

Los pilotes de gran desplazamiento se refieren a elementos sólidos, como pilotes de concreto prefabricado o pilotes de acero, y su efecto dentro del suelo incrementa los esfuerzos laterales del mismo, densifica los suelos granulares y puede debilitar los suelos cohesivos temporalmente, su montaje requiere de bastante tiempo y su capacidad de carga es desarrollada principalmente por fricción.

7.4.5. Pilotes de pequeño desplazamiento

Estos se refieren a elementos abiertos en sus extremos como pilotes de acero laminado con sección en “H” o cualquier otra, generalmente causan una mínima alteración en el suelo circundante y su capacidad de carga es desarrollada principalmente por punta.

7.5. CONSIDERACIONES GENERALES

En esta sección se exponen los requisitos generales a considerar para el diseño de cimentaciones profundas, muchas de las consideraciones expuestas se basan en las directrices de las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD.

7.5.1. Pilotes hincados

7.5.1.1. Penetración de los pilotes

De acuerdo con Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, la penetración requerida para los pilotes se debería determinar con base en la resistencia de las cargas verticales y laterales, y en el desplazamiento tanto del pilote como de los materiales subsuperficiales. En general, a menos que se tope con un rechazo, la penetración de diseño de cualquier pilote debería ser mayor o igual que 3000 mm en suelo cohesivo duro o material granular denso, y mayor o igual que 6000 mm en suelo cohesivo blando o material granular suelto. Los pilotes para apoyos deberán penetrar una distancia como mínimo igual a un tercio de la longitud del pilote que no tiene apoyo lateral.

Los pilotes utilizados para penetrar un estrato superior blando o suelto que se encuentra sobre un estrato duro o firme deberán penetrar el estrato firme a una distancia suficiente para limitar el movimiento de los pilotes y lograr capacidades de carga suficientes.

7.5.1.2. Resistencia

De igual forma, la AASHTO recomienda que los pilotes se diseñen de manera que tengan capacidades de carga y resistencias estructurales adecuadas, asentamientos tolerables y desplazamientos laterales tolerables.

La capacidad de carga de los pilotes se puede determinar mediante métodos de análisis estático con base en la interacción suelo-estructura, también se pueden emplear los ensayos de carga, o el uso de la técnica de medición de onda de tensión u otra técnica similar. La resistencia de los pilotes se debe determinar mediante una adecuada combinación de estudios de suelo, ensayos en laboratorio y/o *in situ*, con los métodos analíticos, los ensayos de carga y el análisis del historial de comportamientos anteriores.

Además se pueden considerar los siguientes factores:

- La diferencia entre la resistencia de un pilote individual y la de un grupo de pilotes.

- La capacidad de los estratos subyacentes para soportar la carga del grupo de pilotes.

- Los efectos del hincado de los pilotes sobre las estructuras adyacentes.

- La posibilidad de socavación y sus consecuencias.

- La transmisión de esfuerzos del suelo al consolidarse, como por ejemplo la fricción negativa.

Los factores de resistencia que se aplican a las capacidades de los pilotes, obtenidas a partir de ensayos de carga *in situ* o con base al analizador del hincado, deben ser como se especifica en las Tablas 7.1 y 7.3.

7.5.1.3. Efecto del asentamiento del terreno y de las cargas de fricción negativa

Si un depósito de suelo en el cual, o a través del cual, se han instalado pilotes, el suelo se somete a consolidación y asentamiento y en los pilotes se inducen fuerzas de fricción negativa. Las cargas de fricción negativa inducidas tienden a reducir la capacidad utilizable de los pilotes.

La fricción negativa es una carga mientras que la fricción superficial es una resistencia. La fricción negativa se considera en el análisis de capacidad de carga, en aquellos casos en los cuales hay un pilote de punta en un suelo muy denso o duro o en roca, donde la capacidad del pilote es normalmente controlada por la resistencia estructural del mismo y donde los asentamientos del pilote son despreciables. En todos los demás casos de pilotes apoyados en suelos compresibles, donde la capacidad del pilote es controlada por la resistencia de punta y la adherencia o fricción lateral, la fricción negativa se puede considerar como un tema relacionado con el asentamiento.

Las observaciones *in situ* de pilotes existentes, demuestran que la magnitud de la fricción negativa es función del esfuerzo efectivo que actúa sobre el pilote y se puede calcular de manera similar al cálculo de la resistencia positiva del fuste, utilizando los métodos α o λ. Sin embargo, se debe permitir una tolerancia para el posible aumento de la resistencia al corte no drenada, a medida que se produce consolidación, ya que el aumento de la resistencia al corte provoca cargas de fricción negativa más elevadas. Un enfoque alternativo sería utilizar el método β en aquellos casos en los cuales sea necesario considerar las condiciones a largo plazo luego de la consolidación.

Las fuerzas de fricción negativa se pueden reducir aplicando una delgada capa bituminosa sobre la superficie del pilote.

Para determinar la longitud del pilote afectada por las fuerzas de fricción negativa es necesario localizar el denominado plano neutro. El plano neutro se define como el plano en el cual el asentamiento del pilote y el asentamiento del suelo son iguales, como se ilustra en la Figura 7.1. Por encima del plano neutro el suelo carga al fuste con fricción superficial negativa. Por debajo del plano neutro el pilote deriva apoyo del suelo y en consecuencia la carga total del pilote disminuye. En la Figura 7.1 se ilustra la distribución de la carga y la resistencia en el pilote.

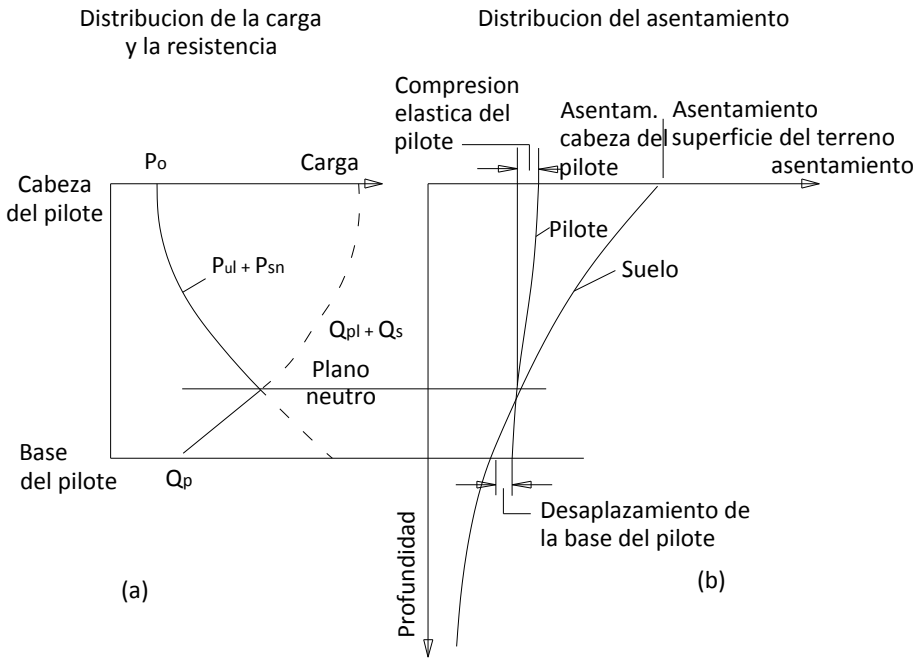


Figura 7.1. Representación esquemática de las cargas, asentamiento y plano neutro de un pilote (AASHTO, 2004)

7.5.1.4. Separación, luces libres y longitud embebida de los pilotes

Según las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, las separaciones entre los centros de los pilotes no deberán ser menores que el mayor valor entre 750 mm o 2,5 veces el diámetro o el ancho de los pilotes. La distancia entre el lateral de un pilote y el borde más próximo de la viga de amarre o de la zapata cabezal deberá ser mayor que 225 mm.

7.5.1.5. Pilotes inclinados

Se deben evitar los pilotes inclinados si se anticipan cargas de fricción negativa y si la estructura está ubicada en zonas sísmicas con coeficiente de aceleración A_a entre 0,19 y 0,29.

Se pueden utilizar pilotes inclinados si la resistencia lateral de los pilotes verticales no es adecuada para contrarrestar los esfuerzos horizontales transmitidos a la cimentación o si es necesario aumentar la rigidez de la estructura en su conjunto.

7.5.1.6. Levantamiento

Las fundaciones con pilotes diseñadas para resistir levantamiento se deben verificar para determinar su resistencia al arrancamiento y la capacidad estructural de los pilotes para soportar esfuerzos de tensión.

7.5.1.7. Pilotes de prueba

De acuerdo con las Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, se deberán considerar pilotes de prueba para cada subestructura a fin de determinar las características de instalación de los pilotes, evaluar la capacidad de los pilotes en función de su profundidad y establecer las longitudes para poder realizar el pedido de los pilotes al proveedor. Los pilotes se pueden probar mediante ensayos de carga estática, ensayos dinámicos, estudios de factibilidad del hincado, o una combinación de estos ensayos, con base en el conocimiento de las condiciones del subsuelo. El número de pilotes de prueba requerido puede ser mayor en el caso de subsuelos de condiciones no uniformes. Puede ser no necesario utilizar pilotes de prueba si existe experiencia previa con el mismo tipo de pilotes y se conoce la capacidad de carga última de los pilotes en condiciones de subsuelo similares.

7.5.1.8. Análisis por ecuación de onda

La ecuación de onda se debe emplear para confirmar que la sección de diseño del pilote se puede instalar a la profundidad deseada y con la capacidad última requerida así como dentro de los niveles de carga de hincado admisibles.

7.5.1.9. Monitoreo dinámico

Para los pilotes instalados en condiciones complicadas de subsuelo, tales como suelos con presencia de obstrucciones y cantos rodados o lechos rocosos con pendientes muy pronunciadas, se puede especificar un monitoreo dinámico para verificar que se satisfaga la capacidad estructural de los pilotes. También se puede utilizar monitoreo dinámico para verificar la capacidad geotécnica cuando la envergadura del proyecto y otras limitaciones hagan impracticable la realización de ensayos de carga estática

7.5.1.10. Socavación

En el diseño de cimentaciones profundas se consideran los efectos de la socavación para la determinación de la capacidad de carga y de la longitud de los elementos. La capacidad de carga se determina en los suelos ubicados por debajo de la profundidad de socavación.

7.5.2. Pilotes pre-barrenados

7.5.2.1. Diámetro de los fustes y bases ensanchadas

En los suelos cohesivos rígidos, se utiliza una base ensanchada o campana en la punta del pilote para aumentar la superficie de contacto de la punta y así reducirla presión unitaria o proveer resistencia adicional contra las cargas de levantamiento.

7.5.2.2. Resistencia

Los requisitos del numeral 7.5.1.2, son aplicables.

7.5.2.3. Fricción negativa

Los requisitos del numeral 7.5.1.3, son aplicables.

7.5.2.4. Separación de los pilotes de un grupo

La separación entre los centros de los pilotes prebarrenados debe ser el mayor valor entre 3,0 diámetros o la separación requerida para evitar la interacción entre pilotes adyacentes.

Si se requieren separaciones menores, la documentación técnica debe especificar la secuencia constructiva y se deben evaluar los efectos de interacción entre pilotes adyacentes.

7.5.2.5. Pilotes prebarrenados inclinados

Se debe evitar el uso de pilotes prebarrenados inclinados.

Si se requiere mayor resistencia lateral se puede considerar aumentar el diámetro de los pilotes o bien aumentar el número de pilotes prebarrenados.

7.5.2.6. Levantamiento

Los requisitos del numeral 7.5.1.6, son aplicables.

Para evaluar las potenciales cargas de levantamiento en pilotes prebarrenados que atraviesan suelos expansivos es necesario evaluar el potencial de expansión del suelo y la extensión de los estratos de suelo que pueden afectar al pilote. Los lineamientos para la caracterización de este tipo de suelos se presentan en el Capítulo 4, de este Manual.

Los pilotes prebarrenados diseñados para suelos expansivos se deberán prolongar hacia el interior de suelos estables frente a la humedad hasta una profundidad suficiente para proporcionar un anclaje adecuado para resistir el levantamiento. También se debe proveer una luz suficiente entre la superficie del terreno y el fondo de los cabezales o vigas que conectan los pilotes a fin de evitar la aplicación de cargas de levantamiento en la conexión pilote/cabezal provocadas por la expansión del suelo.

7.5.2.7. Socavación

Los requisitos del numeral 7.5.2.1, son aplicables.

7.6. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

Siempre será necesario comprobar los estados límite que se describen en la Tabla 2.2 del Capítulo 2 – Criterios Básicos, en particular en lo que respecta a la carga axial de compresión y a la carga axial de levantamiento, por ser estos últimos de competencia geotécnica.

7.6.1. Factores de Resistencia

De acuerdo con las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, los valores de los factores de resistencia en el estado límite, se toman de la Tabla 7.1, considerando las notas 1 y 2, para los pilotes prebarrenados y de la Tabla 7.3 para pilotes hincados.

Tabla 7.1. Factores de resistencia para el estado límite de resistencia geotécnica en pilotes prebarrenados cargados axialmente (AASHTO, 2004)

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN			FACTOR DE RESISTENCIA
Capacidad de carga última de pilotes prebarrenados individuales	Resistencia lateral en arcilla	Método α (Reese y O'Neill 1988)	0,65
	Resistencia de punta en arcilla	Tensión total (Reese y O'Neill 1988)	0,55
	Resistencia lateral en arenas	Touma y Reese (1974) Meyerhof (1976) Quiros y Reese (1977) Reese y Wright (1977) (Reese y O'Neill 1988)	Ver nota 1
	Resistencia de la base en arena	Touma y Reese (1974) Meyerhof (1976) Quiros y Reese (1977) Reese y Wright (1977) (Reese y O'Neill 1988)	Ver nota 1
	Resistencia lateral en roca	Carter y Kulhawy (1988) Horvath y Kenney (1979)	0,55 0,65
	Resistencia de la base en roca	Canadian GeotechnicalSociety (1985) Método de la presión (Canadian GeotechnicalSociety 1985)	0,50 0,50
	Resistencia lateral y resistencia de punta	Ensayo de carga	0,80
Falla en bloque	Arcilla		0,65

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN			FACTOR DE RESISTENCIA
Resistencia contra el levantamiento de pilotes perforados individuales	Arcilla	Método α (Reese y O'Neill 1988) Pilotes prebarrenados con base acampanada	0,55 0,50
	Arena	Touma y Reese (1974) Meyerhof (1976) Quiros y Reese (1977) Reese y Wright (1977) (Reese y O'Neill 1988)	Ver nota 2
	Roca	Carter y Kulhawy (1988) Horvath y Kenney (1979)	0,45 0,55
		Ensayo de carga	0,80
Resistencia contra levantamiento de grupos de pilotes perforados		Arena Arcilla	0,55 0,55

- **Nota 1:** Quiros y Reese (1977) y Reese y O'Neill (1988) limitaron la resistencia lateral unitaria a 0,19 MPa, valor correspondiente al máximo valor medido históricamente. Touma y Reese (1974) limitaron la resistencia lateral unitaria a 0,24 MPa.

  Reese y O'Neill (1988) propusieron un método para suelos no cementados que utiliza un enfoque que se diferencia en que considera que la resistencia lateral es independiente del ángulo de fricción interna del suelo o del número de golpes del ensayo normal de penetración - SPT. De acuerdo con sus conclusiones, el ángulo de fricción tiende a un valor común debido a las elevadas deformaciones por corte que provoca en la arena el alivio de los esfuerzos durante la excavación.

  Ensayos de carga realizados indican que se requieren grandes asentamientos para movilizar la máxima resistencia de punta de los pilotes prebarrenados en arena.

  Debido a que la mayoría de las estructuras no admiten grandes asentamientos, los procedimientos para calcular la resistencia de punta unitaria, qp, se basan en un movimiento descendente igual ya sea a 25 mm (Touma y Reese (1974); Quiros y Reese (1977) o 5 por ciento del diámetro de la base (Reese y Wright (1977); Reese y O'Neill (1988).

La expresión de Meyerhoff (1976) para determinar la resistencia de punta supone que la resistencia de punta aumenta linealmente en función de la profundidad embebida hasta una profundidad límite igual a 10,0 diámetros del pilote; más allá de esta profundidad la resistencia de punta permanece constante.

Comparando los diferentes métodos se observa que, dadas las mismas condiciones, con ellos se pueden obtener estimaciones muy variables de la capacidad. Desafortunadamente, la información disponible en la actualidad sobre ensayos de carga in situ no es suficiente para determinar cuál de los métodos es más confiable y de aplicación más generalizada.

Debido a la escasez de datos obtenidos in situ, de momento no es posible determinar con precisión cuáles valores se deben utilizar para los factores de resistencia aplicables a los pilotes perforados en arenas y gravas.

En consecuencia, el mejor procedimiento aparentemente consiste en estimar la resistencia usando todos los métodos aplicables y seleccionar la capacidad mayorada aplicando el criterio profesional y cualquier experiencia previa disponible correspondiente a condiciones similares.

- **Nota 2:** Los factores de resistencia para el levantamiento son menores que los correspondientes a la compresión axial. Esto se debe en parte a que los pilotes prebarrenados traccionados descargan el suelo, reducen el esfuerzo efectivo debida a la sobrecarga de suelo y por tanto la resistencia lateral contra el levantamiento del pilote.

No obstante las notas 1 y 2, con el fin de tener una referencia numérica de los valores de los factores de resistencia para pilotes prebarrenados, en la Tabla 7.2, se trascriben los factores de resistencia del Manual de Diseño Geotécnico utilizados en el Departamento de transporte de South Carolina SCDOT.

En la Tabla 7.2 se presentan los valores, relacionados con la redundancia que en el caso de las cimentaciones profundas, es considerada para la selección del factor de resistencia. Las cimentaciones no redundantes son aquellos pilotes prebarrenados con cuatro o menos pilotes prebarrenados soportando una columna o' pilotes prebarrenados individuales soportando columnas individuales; cuando se tienen cinco o más pilotes prebarrenados se clasifican como pilotes pre barrenados redundantes.

En el caso que un pilote soporte una columna el factor de resistencia que corresponde a la situación redundante se reduce por un 20%.

Tabla 7.2 Factores de resistencia para el estado límite de resistencia geotécnica en pilotes prebarrenados (SCDOT, 2010)

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA	
		REDUNDANTE	NO REDUNDANTE
Resistencia nominal de pilotes prebarrenados individuales en compresión axial en arenas	Lateral (fuste)	0,65	0,55
	Punta	0,60	0,50
Resistencia nominal de pilotes prebarrenados individuales en resistencia contra el levantamiento	Lateral (fuste)	0,55	0,45

Tabla 7.3 Factores de resistencia para el estado límite de resistencia geotécnica en pilotes hincados (AASHTO, 2004)

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA
Capacidad de carga última de pilotes hincados individuales	Resistencia friccional: Arcilla – Método α (Tomlinson 1987) – Método β (Esrig y Kirby 1979 y método de Nordlund aplicado a suelos cohesivos) – Método λ (Vijayvergiya y Focht 1972)	 0,77 λ_v 0,50 λ_v 0,55 λ_v
	Resistencia de punta: Arcilla y Roca – Arcilla (Skempton 1951) – Roca (Canadian geotechnicalSociety 1985)	 0,70 λ_v 0,50 λ_v
	Resistencia friccional y resistencia de punta: Arena – Método SPT – Método CPT	 0,45 λ_v 0,55 λ_v

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA
	– Análisis por ecuación de onda asumiendo la resistencia al hincado – Ensayo de carga	0,65 λ_v 0,80 λ_v
Falla en bloque	– Arcilla	0,65
Resistencia contra el levantamiento de pilotes hincados individuales	– Método α – Método β – Método λ – Método SPT – Método CPT – Ensayo de carga	0,60 0,40 0,45 0,35 0,45 0,80
Resistencia contra el levantamiento de grupos de pilotes hincados	– Arena – Arcilla	0,55 0,55
MÉTODO PARA CONTROLAR LA INSTALACIÓN DE LOS PILOTES Y VERIFICAR SU CAPACIDAD DURANTE O DESPUÉS DEL HINCADO A SER ESPECIFICADO EN LA DOCUMENTACIÓN TÉCNICA		**VALOR DE λ_v**
Fórmulas para hincado de pilotes, por ejemplo, ENR, ecuación sin medición de onda de tensión durante el hincado		0,80
Gráfica de carga obtenida mediante análisis de ecuación de onda sin medición de onda de tensión durante elhincado		0,85
Mediciones de onda de tensión en 2% a 5% de los pilotes, capacidad verificada mediante métodos simplificados,por ejemplo analizador de hincado de pilotes		0,90
Mediciones de onda de tensión en 2% a 5% de los pilotes, capacidad verificada mediante métodos simplificados,por ejemplo analizador de hincado de pilotes y ensayo de carga estática para verificar la capacidad		1,00
Mediciones de onda de tensión en 2% a 5% de los pilotes, capacidad verificada mediante métodos simplificados, por ejemplo analizador de hincado de pilotes y análisis CAPWAP para verificar la capacidad		1,00
Mediciones de onda de tensión en 10% a 70% de los pilotes, capacidad verificada mediante métodos simplificados, por ejemplo analizador de hincado de pilotes		1,00

7.6.2. Capacidad de carga

A continuación se expondrán las metodologías para la determinación de la capacidad de carga última y admisible, según sea el caso, para aplicar en los métodos de diseño LRFD y ASD, las cuales están basadas en AASHTO (2004).

Los procedimientos de diseño basados en principios de ingeniería, se pueden dividir en cuatro categorías:

a) Métodos empíricos.

b) Métodos semiempíricos basados en correlaciones con resultados de ensayos in situ.

c) Métodos racionales, basados en la mecánica de suelos y la mecánica de rocas.

d) Métodos numéricos avanzados.

La elección del método apropiado de diseño depende básicamente del tipo de proyecto y de las condiciones del subsuelo.

7.6.2.1. Método de diseño LRFD

7.6.2.1.1. Capacidad de carga vertical

a) Pilotes individuales

Para el diseño de cimentaciones profundas por el método LRFD, se utilizan las ecuaciones básicas 7.1 a 7.4, mediante las cuales se determina la capacidad de carga mayorada Q_R, para un pilote individual, basado en un análisis estático.

$$Q_R = \emptyset Q_n = \emptyset_q Q_{ult} \quad [7.1]$$

$$Q_R = \emptyset Q_n = \emptyset_{qp} Q_{pu} + \emptyset_{qs} Q_{su} \quad [7.2]$$

$$Q_{pu} = q_p A_p \quad [7.3]$$

$$Q_{su} = q_s A_s \quad [7.4]$$

Donde: $\emptyset_q$: Factor de resistencia para la capacidad de carga de un pilote individual especificado en la sección 7.6.1 para aquellos métodos que no diferencian entre la resistencia total y la contribución individual de la resistencia de punta y la resistencia de fricción.

Q_{ult}: Capacidad de carga de un pilote individual.

Q_{pu}: Resistencia de punta del pilote.

Q_{su}: Resistencia de fricción (adherencia) del pilote.

q_p: Resistencia unitaria de punta del pilote.

q_s: Resistencia unitaria de fricción del pilote.

A_p: Área de la punta del pilote.

A_s: Área superficial o perimetral del fuste del pilote $A_s = p\Delta L$.

$\emptyset_{qp}$: Factor de resistencia para la resistencia de punta, especificado en la sección 7.6.1, para aquellos métodos que dividen la resistencia de un pilote en una contribución de la resistencia de punta y una contribución de la resistencia por fricción.

$\emptyset_{qs}$: Factor de resistencia para la resistencia por fricción, especificado en la sección 7.6.1, para aquellos métodos que dividen la resistencia de un pilote en una contribución de la resistencia de punta y una contribución de la resistencia por fricción.

b) Pilotes en grupo

La resistencia mayorada de un grupo de pilotes, se deberá tomar según la ecuación 7.5

$$Q_R = \emptyset Q_n = \emptyset_g Q_g \quad [7.5]$$

Donde: Q_g: Resistencia nominal del grupo.

$\emptyset_g$: Factor de resistencia para el grupo especificado en la sección 7.6.1.

7.6.2.1.2. Resistencia a las cargas Laterales

- **Pilotes en grupo**

La resistencia mayorada a las cargas laterales de un grupo de pilotes, se considera de acuerdo con la ecuación 7.6

$$Q_R = \emptyset\ Q_n = \emptyset\ Q_{Lg} = \eta\ \emptyset_L\ Q_L \quad [7.6]$$

Donde: Q_L: Resistencia lateral nominal de un pilote individual.

Q_{Lg}: Resistencia lateral nominal del grupo de pilotes.

$\emptyset_L$: Factor de resistencia para el grupo de pilotes especificado en las Tabla 7.1 y Tabla 7.3.

η: Factor de eficiencia del grupo. La resistencia individual de cada pilote se multiplica por un factor de eficiencia η, el cual se debe tomar como:

- η = 0,75 para suelo no cohesivo.
- η= 0,85 para suelo cohesivo.

La resistencia lateral del grupo se toma como la sumatoria de las resistencias individuales modificadas de cada uno de los pilotes que componen el grupo.

7.6.2.1.3. Resistencia contra el levantamiento

Cuando los pilotes están sujetos a levantamiento se deben investigar tanto la

resistencia al arrancamiento de los pilotes como la capacidad estructural de los pilotes para resistir tensión y transmitirla a la cimentación.

a) Pilotes Individuales

– **Pilotes hincados**

La resistencia contra el levantamiento de un pilote individual se debe estimar de manera similar a la utilizada para estimar la resistencia por fricción superficial de los pilotes en compresión.

La resistencia mayorada contra el levantamiento, se puede tomar según la ecuación 7.7

$$Q_R = \emptyset Q_n = \emptyset_u Q_s \quad [7.7]$$

Donde: Q_s: Capacidad nominal contra el levantamiento debida a la resistencia del fuste.

$\emptyset_u$: Factor de resistencia para la capacidad contra el levantamiento especificado en la Tabla 7.3.

– **Pilotes prebarrenados**

La capacidad mayorada contra el levantamiento de un pilote prebarrenado con base acampanada en suelo cohesivo Q_R, se puede determinar según las ecuaciones 7.8 a 7.11.

$$Q_R = \emptyset Q_n = \emptyset Q_{scampana} \quad [7.8]$$

$$Q_{scamapana} = q_{scamapana} A_u \quad [7.9]$$

$$q_{scamapana} = N_u S_u \quad [7.10]$$

$$A_u = \frac{\pi\left(D_p^2 - D^2\right)}{4} \quad [7.11]$$

Donde: N_u: Factor de adherencia contra el levantamiento (adimensional).

D_p: Diámetro de la campana (mm).

D_b: Profundidad embebida en el estrato de fundación (mm).

D: Diámetro del fuste (mm).

S_u: Resistencia al corte no drenada, promediada en una distancia igual a 2,0 diámetros de la campana (2,0*Dp*) por encima de la base (MPa).

ϕ: Factor de resistencia especificado en la Tabla 7.1.

Si el suelo ubicado sobre el estrato de fundación es expansivo, S_u se debe promediar sobre la menor profundidad entre 2,0 D_p sobre el fondo de la base o la profundidad de penetración del pilote en el estrato de fundación.

Se puede asumir que el valor de N_u varía linealmente entre 0,0 para $\frac{D_b}{D_p}$=0,75 y 0,8 para $\frac{D_b}{D_p}$=0,25 (siendo D_b la profundidad debajo del estrato de fundación). La parte superior del estrato de fundación se toma en la base de la zona en la cual se producen cambios de humedad.

b) Pilotes en grupo

- **Pilotes hincados**

La resistencia mayorada contra el levantamiento de un grupo de pilotes, se toma según la ecuación 7.12.

$$Q_R = \emptyset Q_n = \emptyset_{ug} Q_{ug} \quad [7.12]$$

Donde: Q_{ug}: Resistencia nominal contra el levantamiento del grupo de pilotes.

$\emptyset_{ug}$: Factor de resistencia especificado en la Tabla 7.3.

- **Pilotes Prebarrenados**

  Se deben aplicar los requisitos para pilotes hincados.

  Los métodos para determinar la capacidad de carga última Q_{ult} de un pilote individual y en grupo, tanto para pilotes prebarrenados como para pilotes hincados, fundados en suelo o en roca, se desarrollan en las siguientes secciones relacionadas también con el método de diseño ASD.

7.6.2.2. Método de diseño ASD

7.6.2.2.1. Pilotes individuales

- **Capacidad de carga vertical del suelo**

Para la evaluación de la capacidad de carga última de pilotes cargados axialmente, existen diversos métodos de análisis como:

a) Métodos de cálculo analítico basados en los principios mecánicos de los suelos y rocas.

b) Correlaciones con ensayos *in situ* como SPT, CPT, ensayo de presurímetro, entre otros.

c) Ecuaciones de hincado de pilotes para pilotes hincados.

d) Análisis por ecuación de onda para pilotes hincados.

La capacidad de carga de pilotes individuales para condiciones estáticas y cargas axiales de compresión se expresa según la ecuación 7.13.

$$Q_{ult} = Q_{pu} + Q_{su} – W \qquad [7.13]$$

$$Q_{ult} = q_p A_p + A_s \sum_{i=1}^{n} q_{sui} - W \qquad [7.14]$$

Donde: Q_{ult}: Capacidad de carga de un pilote individual.

Q_{pu}: Resistencia de punta del pilote.

Q_{su}: Resistencia de fricción (adherencia) del pilote.

q_p: Resistencia unitaria de punta del pilote.

q_{sui}: Resistencia unitaria de fricción del pilote i.

A_p: Área de la punta del pilote.

A_s: Área superficial o perimetral del fuste del pilote $A_s=p\Delta L$.

W: Peso del pilote.

a) Resistencia de fricción Q_{su}

En la ecuación 7.14 se reescribe la ecuación 7.4 en la que se define la resistencia de fricción o adherencia Q_{su}, en el fuste del pilote.

$$Q_{su}= q_{sui}A \sum q_s p\Delta L_s \qquad [7.15]$$

Donde: $p\Delta L$: Área perimetral.

q_s: Resistencia unitaria de fricción (adherencia) superficial a cualquier profundidad z.

p: Perímetro del pilote, para pilote cuadrado de longitud *L,* p=4L, para pilote circular de diámetro *D*, $p=\pi D$.

ΔL: Longitud incremental del pilote sobre la cual p y q_s se consideran constantes.

Para determinar resistencia unitaria de fricción del pilote q_s, se utiliza la ecuación general 7.15 la cual se particulariza para suelos cohesivos y para suelos granulares.

Donde: c_a: Adhesión.

σ'_v: Esfuerzo efectivo vertical a una profundidad z.

$\tan \emptyset_a$: Ángulo de fricción entre el pilote y el suelo circundante (0,5Ø a 0,8Ø).

k: Coeficiente de presión lateral (ver Tabla 7.4).

La resistencia unitaria de fricción aumenta con el incremento de la profundidad hasta un máximo, para luego decrecer hacia la punta según se aprecia en la Figura 7.2.

La resistencia de fricción entonces se ilustra así:

$$Q_{su} = q_s A_s = \sum (c_a + k\sigma'_v \tan \emptyset_a)\ p\Delta l \qquad [7.16]$$

Todos los términos ya fueron definidos.

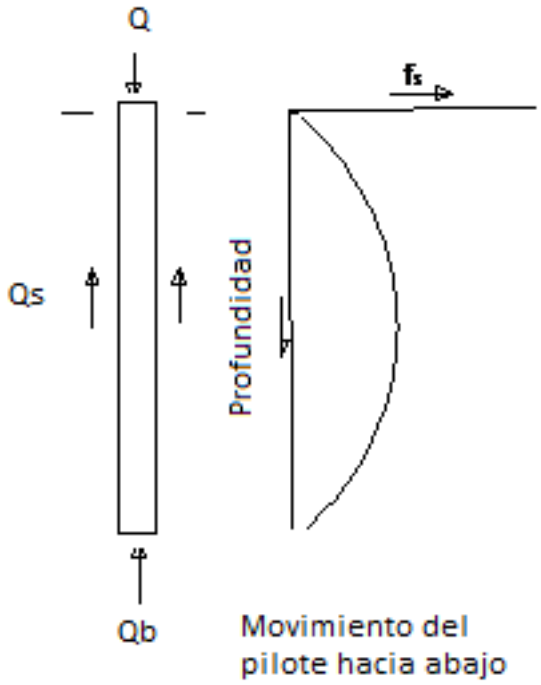


Figura 7.2 Curvas de diseño para determinar los factores de adherencia para pilotes hincados en suelos arcillosos (Tomlison, 1987)

b) Resistencia de Punta Q_{pu}

Para determinar la resistencia unitaria de punta del pilote q_p, se acepta la teoría de capacidad de carga presentada en el capítulo 6 de este Manual, entonces la ecuación 7.3, se puede escribir como en la ecuación 7.17.

$$q_p=cN_c+\sigma'_vN_q+0,5\gamma BN_\gamma \quad [7.17]$$

Donde:
- c: Cohesión del suelo.
- σ'_v: Esfuerzo vertical efectivo en el suelo en la base del pilote.
- γ: Peso unitario del suelo.
- B: Diámetro o lado del pilote.
- N_c, N_q, N_γ: Factores de capacidad de carga, los cuales están en función del ángulo de fricción interna del suelo, de la compresibilidad relativa del suelo, y de la geometría del pilote.

La resistencia por punta quedaría según la ecuación 7.18.

$$Q_{pu}= q_pA_{sp}=A_{sp}\left[cN_c+\sigma'_vN_q+0,5\gamma BN_\gamma\right] \quad [7.18]$$

7.6.2.2.2. Pilotes hincados

a) Métodos analíticos

- **Resistencia de fricción Q_{su}**

Pilotes en arcilla - Capacidad de carga no drenada

Para los suelos constituidos por arcillas en condición no drenada, Ø=0 y por lo tanto, tan $Ø_a$ es igual a cero, la ecuación 7.16 se transforma en la 7.19 así:

$$Q_{su} = q_s A_s = \sum (c_a)\, p\Delta l \qquad [7.19]$$

Todos los términos ya fueron definidos.

Según la AASHTO, se debe dar preferencia a los procedimientos de diseño basados en análisis estáticos en combinación con un monitoreo *in situ* durante el hincado, o con ensayos de carga.

Las siguientes metodologías de diseño son aplicables a pilotes cargados axialmente.

Para obtener el término de adhesión $q_s = c_a$, se pueden utilizar los siguientes métodos:

- **Método α**

  Este método aplica a suelos cohesivos; el análisis con esfuerzos totales se puede utilizar cuando la capacidad de carga última es calculada con la resistencia al corte no drenada del suelo. Este método asume que la resistencia lateral es independiente de la presión efectiva de sobrecarga, luego la resistencia unitaria lateral está expresada en términos del factor empírico de adhesión, el cual está en función de la resistencia al corte no drenada.

  El coeficiente α, depende de la naturaleza y de la resistencia de la arcilla, de la dimensión del pilote, del método de instalación y del tiempo.

  La resistencia unitaria superficial q_s, se puede tomar de acuerdo con la ecuación 7.20.

$$q_s = \sum (c_a) = \sum \alpha S_u \qquad [7.20]$$

  Donde: c_a: Adherencia.

  S_u: Resistencia al corte no drenada promedio.

  α: Factor de adherencia aplicado a S_u (adimensional) ver Figura 7.3.

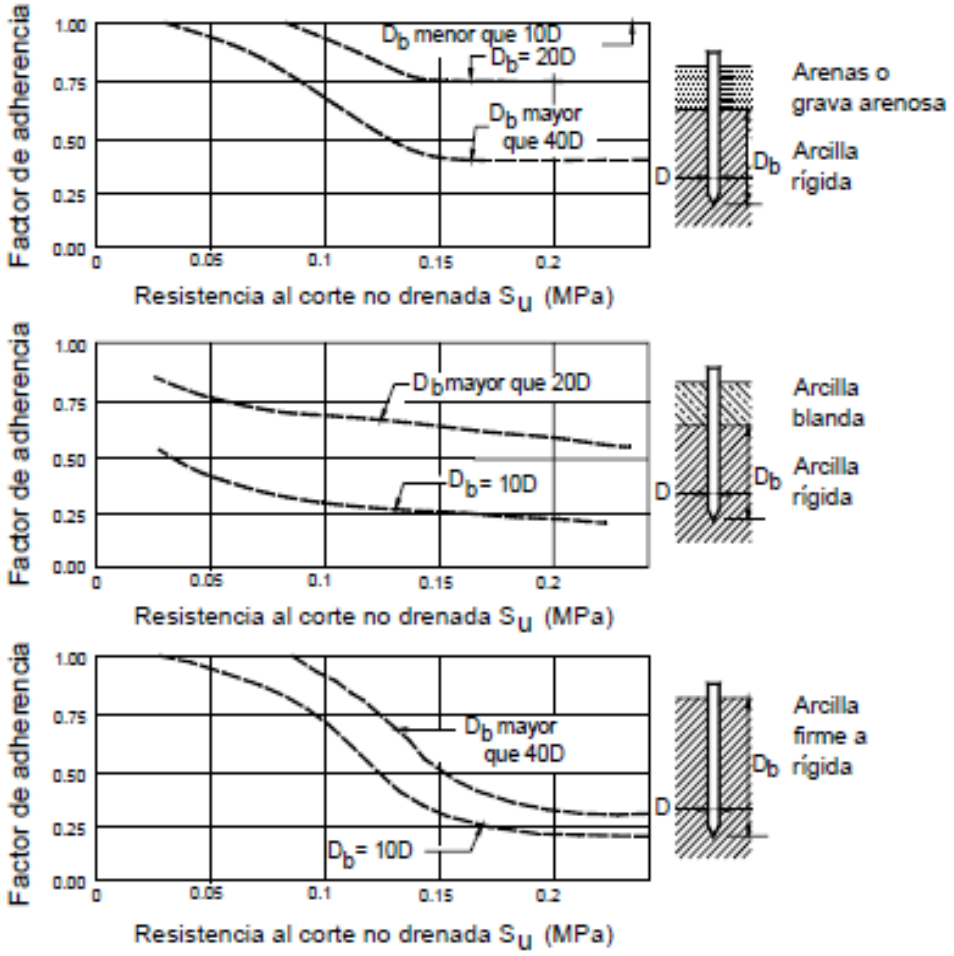


Figura 7.3 Curvas de diseño para determinar los factores de adherencia para pilotes hincados en suelos arcillosos (Tomlison, 1987)

- **Método λ**

  Este método está basado en esfuerzos efectivos, relaciona la resistencia unitaria superficial con el empuje pasivo del suelo, según la ecuación 7.21.

$$q_s = \lambda(\sigma'_v + 2S_u) \qquad [7.21]$$

  Donde: $\sigma'_v + 2S_u$: Empuje lateral pasivo del suelo.

  λ: Coeficiente empírico (adimensional) ver Figura 7.4.

Pilotes en arcilla - Capacidad de carga drenada

– Método β

El método β, permite efectuar los análisis en esfuerzos efectivos; y se aplica a pilotes prismáticos.

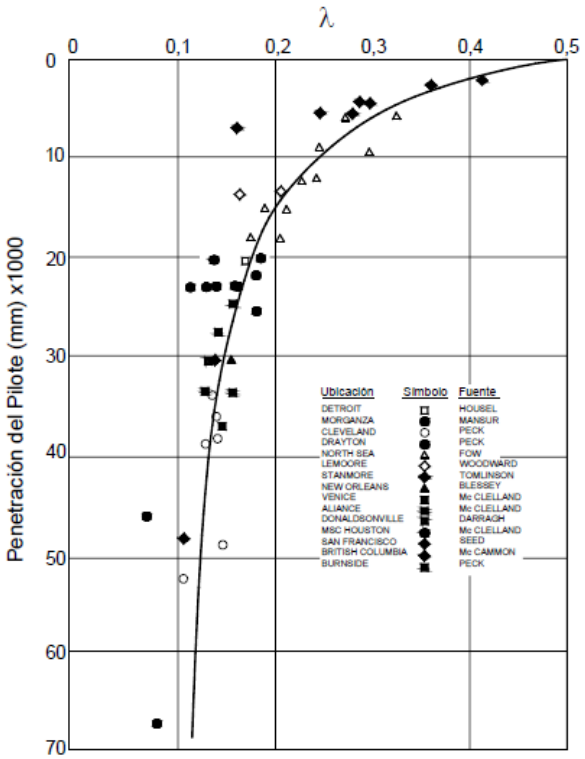


Figura 7.4 Coeficiente λ para pilotes tubulares hincados (Vijayvergiya y Focht, 1972)

La resistencia unitaria de fricción, se puede determinar mediante la ecuación 7.22.

$$q_s = \beta \sigma_v' \qquad [7.22]$$

Donde: σ_v': Esfuerzo efectivo vertical.

β: Factor tomado de la Figura 7.5.

Sin embargo el término β, se puede determinar asumiendo que la adhesión c_a, en una condición drenada es cero y, por tanto la

resistencia unitaria superficial se puede expresar de acuerdo con la ecuación 7.23.

$$Q_{su} = q_s A_s = \sum (k\sigma'_v \tan \emptyset'_a)\, p\Delta l \qquad [7.23]$$

Donde: $k\sigma'_v \tan \emptyset'_a$: β.

$\emptyset'_a$: Angulo de fricción drenado entre la pila y el suelo.

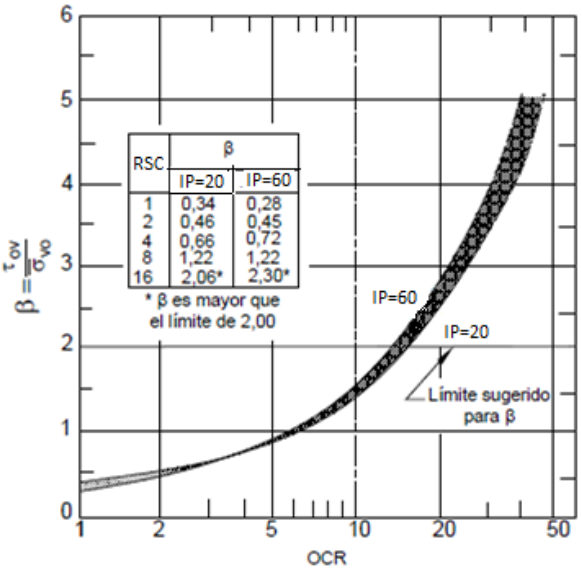


Figura 7.5 β vs. RSC para pilotes de desplazamiento, en función del Índice de Plasticidad IP (Esrig y Kirby 1979)

La magnitud de k es el coeficiente de presión de tierra en reposo, para:

- Arcillas normalmente consolidadas, $k=(1-\sin \emptyset')\tan \emptyset'$.
- Arcillas preconsolidadas, $k=\left(1-\sin \emptyset'\right)\sqrt{RSC}$.

Donde: $\emptyset'$: Ángulo de fricción de la arcilla para esfuerzos Efectivos.

RSC: Relación de sobreconsolidación.

Pilotes en suelos granulares

Según Poulos & Davis (1980), en su libro "*Pile Foundation Analysis And Design*"; los métodos convencionales de cálculo de la capacidad de carga última en arenas (Broms, 1966; Nordlund, 1963) asumen que el esfuerzo vertical efectivo σ_v' obedece a un esfuerzo de sobrecarga. Sin embargo investigaciones efectuadas por Vesic (1967) y Kerisel (1961) encontraron que las resistencias unitarias en la base y en el fuste de los pilotes, no necesariamente se incrementan en forma lineal con la profundidad, encontrando un valor constante a cierta profundidad.

Por tanto la resistencia por fricción unitaria en la arena se incrementa linealmente hasta una profundidad crítica Dc y después permanece constante bajo esa profundidad. La profundidad crítica varía entre 10 y 20 veces el diámetro o ancho del pilote, dependiendo de la densidad relativa de la arena.

La profundidad crítica se asume como:

- D_c= 10B Para arenas sueltas.
- D_c= 15B Para arenas medianamente densas.
- D_c= 10B Para arenas densas.

La fricción unitaria se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$q_s=\sum(k\sigma_v^{'}\tan\emptyset_a^{'}) \qquad [7.24]$$

Todos los términos ya fueron definidos.

Los valores del coeficiente de presión de tierras k se obtienen de la Tabla 7.4

Tabla 7.4. Coeficiente k de presión de tierras (DAS, 2006)

TIPO DE PILOTE	k
Perforado	$k \approx k_o = 1-\sin \emptyset$
Hincado, de bajo desplazamiento	$k \approx k_o = 1-\sin \emptyset$ a $1,4\ k_0 = 1,4\ (1-\sin \emptyset)$
Hincado, de alto desplazamiento	$k \approx k_o = 1-\sin \emptyset$ a $1,8\ k_0 = 1,8\ (1-\sin \emptyset)$

Los valores del ángulo $\emptyset'_a$ se definen en la Tabla 7.5.

Tabla 7.5. Valores del ángulo $\emptyset'_a$ (USACE, 1992)

MATERIAL DEL PILOTE	$\emptyset'_a$
Acero	$0,67\emptyset$ a $0,83\ \emptyset$
Concreto	$0,90\emptyset$ a $1,00\ \emptyset$
Madera	$0,80\emptyset$ a $1,00\ \emptyset$

Aunque de acuerdo con los resultados de varios investigadores el rango se encuentra entre $0,5\emptyset$ a $0,8\emptyset$.

- **Resistencia de Punta Q_{pu}**

Pilotes en arcilla - Capacidad de carga no drenada

Debido a la baja permeabilidad de la arcilla, se puede asumir que bajo la punta del pilote se presenta una condición no drenada, por lo tanto, la resistencia de punta unitaria de los pilotes en arcilla saturada, cuando el ángulo de fricción interna del suelo es cero $\emptyset_u=0$, y los factores de carga son $N_q=1$ y $N_\gamma=0$, se puede determinar mediante la ecuación 7.25, en la cual se ignora el término $q_p A_p \cong W$, de la ecuación 7.16:

$$q_p = c_u N_c = 9 S_u \qquad [7.25]$$

Donde: $c_u = S_u$: Resistencia al corte no drenada de la arcilla cerca del pilote.

El valor de N_c que usualmente se utiliza para diseño es el propuesto por Skempton (1951) para un área circular o cuadrada, el cual se incrementa de un valor de 6,14 en la superficie del pilote a un valor límite de 9 para profundidades mayores de 4 diámetros. O'Neill y Reese (1999), presentan los siguientes valores de capacidad de carga en función de la resistencia al corte no drenada S_u.

- N_c = 6,5 para S_u = 25 kPa.
- N_c = 8,0 para S_u = 50 kPa.
- N_c = 9,0 para $S_u \geq$ 100 kPa.

El valor de 9 es ampliamente utilizado en la práctica.

Pilotes en arcilla - Capacidad de carga drenada

En el caso de pilotes sobre arcillas sobreconsolidadas la capacidad de carga drenada es más crítica que en una situación no drenada. Ignorando los factores de capacidad de carga N_c y N_γ, la resistencia de punta unitaria se puede expresar mediante la ecuación 7.26.

$$q_p = \sigma'_v N_q \qquad [7.26]$$

El valor de capacidad de carga N_q se puede obtener de la Figura 7.6.

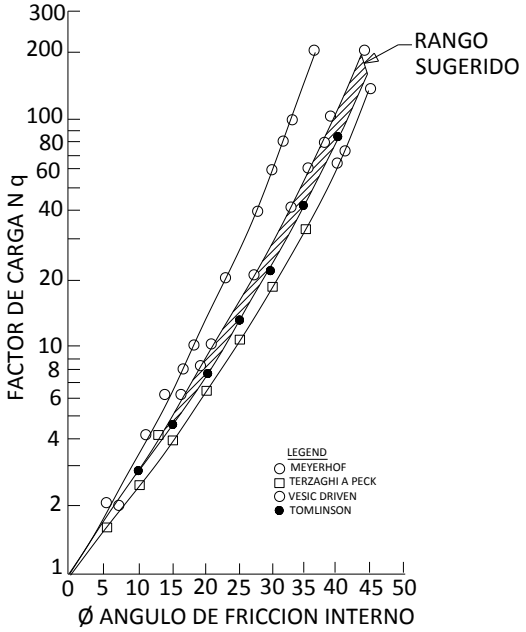


Figura 7.6. Valor de capacidad de carga N_q (AASHTO, 2004)

Pilotes en suelos granulares

En el caso de los suelos granulares por su condición drenada, los excesos de presión de poro que se desarrollan por debajo de las cimentaciones profundas, se disipan muy rápidamente, por lo tanto, la capacidad de carga se puede calcular, mediante un análisis con esfuerzos efectivos, para lo cual se puede utilizar la ecuación 7.25 y la Figura 7.6.

b) Métodos basados en ensayos *in situ*

- **Resistencia de fricción Q_{su}**

Ensayo Normal de penetración SPT

Según la AASHTO (2004), la fricción superficial unitaria nominal de los pilotes en suelos no cohesivos en MPa, se toma como:

Pilotes de gran desplazamiento:

$$q_s = 0{,}0019\bar{N} \qquad [7.27]$$

Pilotes de pequeño desplazamiento:

$$q_s = 0{,}00096\overline{N} \qquad [7.28]$$

Donde q_s: Fricción superficial unitaria (MPa).

$\overline{N}$: Número de golpes promedio (no corregido) del SPT a lo largo del fuste del pilote.

Para pilotes de gran desplazamiento en arena saturada, la resistencia última en toneladas está dada por la ecuación 7.29.

$$Q_{ult} = 4N_pA_p + \frac{\overline{N}A_s}{50} \qquad [7.29]$$

Donde: N_p: Número de golpes por pie en la base de la pila.

$\overline{N}$: Número de golpes por pie promedio a lo largo del fuste.

Para pilotes de pequeño desplazamiento la ecuación 7.30 permite calcular la resistencia última de punta y fricción.

$$Q_{ult} = 4N_pA_p + \frac{\overline{N}A_s}{100} \qquad [7.30]$$

Donde A_p: Área de la punta del pilote.

A_s: Área superficial o perimetral del fuste del pilote.

En la ecuación 7.29 el límite superior recomendado para la resistencia unitaria de fricción $\frac{\overline{N}}{50}$ es de 1 ton/pie^2 y para la ecuación 7.30 es de 0,5 ton/pie^2.

Ensayo de cono de penetración estática CPT

La resistencia por fricción superficial, se calcula mediante la expresión 7.31.

$$Q_s = K_{s,c}\left[\sum_{i=1}^{N_1}\left[\frac{L_i}{8D_i}\right] f_{si} a_{si} h_{si} + \sum_{i=1}^{N_2} f_{si} a_{si} h_{si}\right] \quad [7.31]$$

Donde:

$K_{s,c}$: Factor de corrección K_c para arcillas y K_s para arenas (ver Figura 7.7).

L_i: Profundidad hasta la mitad del intervalo de longitud en el punto considerado (mm).

D_i: Ancho o diámetro del pilote en el punto considerado (mm).

F_{si}: Resistencia local unitaria por fricción de la camisa determinada mediante el ensayo CPT en el punto considerado (MPa).

a_{si}: Perímetro del pilote en el punto considerado (mm).

h_{si}: Intervalo de longitud en el punto considerado (mm).

N_1: Número de intervalos entre la superficie del terreno y un punto ubicado una distancia igual a 8*D* debajo de la superficie del terreno.

N_2: Número de intervalos entre un punto ubicado una distancia igual a 8*D* debajo de la superficie del terreno y la punta del pilote.

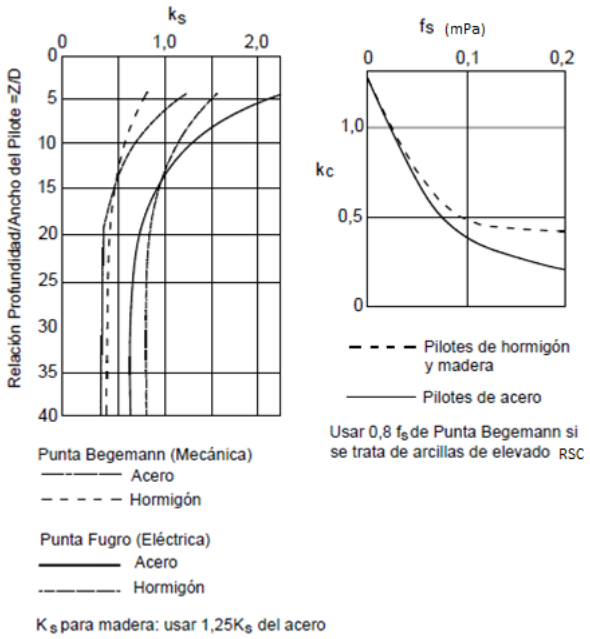


Figura 7.7. Factores de corrección para resistencia por fricción $K_{s,c}$ (AASHTO, 2004)

– **Resistencia de punta Q_{pu}**

Ensayo Normal de penetración SPT

El método sólo es aplicable en arenas y limos no plásticos.

La resistencia en la punta unitaria nominal en MPa, hasta una profundidad D_b, en un estrato de suelo no cohesivo se puede determinar según la ecuación 7.32.

$$q_p = \frac{0{,}038 N_{corr} D_b}{D} \leq q_l \qquad [7.32]$$

Para lo cual:

$$N_{corr} = \left[0{,}77 \log \left[\frac{1{,}92}{\sigma'_v}\right]\right] N \qquad [7.33]$$

Donde: N_{corr}: Número de golpes por pie del SPT cerca de la punta del pilote corregido para considerar la presión debida a la sobrecarga del suelo, σ'_v.

N: Número de golpes del SPT.

D: Ancho o diámetro del pilote (mm).

D_b: Profundidad de penetración en el estrato portante (mm).

q_l: Resistencia de punta límite considerada como $0{,}4N_{corr}$ para el caso de arenas y $0{,}3N_{corr}$ para limo no plástico (MPa).

Ensayo de cono de penetración estática CPT

Para determinar la resistencia por punta, se puede utilizar la ecuación 7.34 y la Figura 7.8

$$q_p = \frac{q_{c1}+q_{c2}}{2} \qquad [7.34]$$

Donde: q_{c1}: Promedio de q_c en una distancia igual a *yD* debajo de la punta del pilote (recorrido a-b-c); sumar los valores de q_c tanto en dirección del recorrido descendente (recorrido a-b) como en dirección del recorrido ascendente (recorrido b-c); utilizar los valores reales de q_c a lo largo del recorrido a-b y la regla del recorrido mínimo a lo largo del recorrido b-c; calcular q_{c1} para valores de *y* comprendidos entre 0,7 y 4,0 y utilizar el mínimo valor de q_{c1} obtenido (MPa).

q_{c2}: Promedio de q_c en una distancia igual a 8*D* sobre la punta del pilote (recorrido c-e); utilizar la regla del recorrido mínimo como para el recorrido b-c en el cálculo de q_{c1}; ignorar las depresiones menores de los picos "*x*" si se trata de arena, pero incluirlas en el recorrido mínimo si se trata de arcilla (MPa).

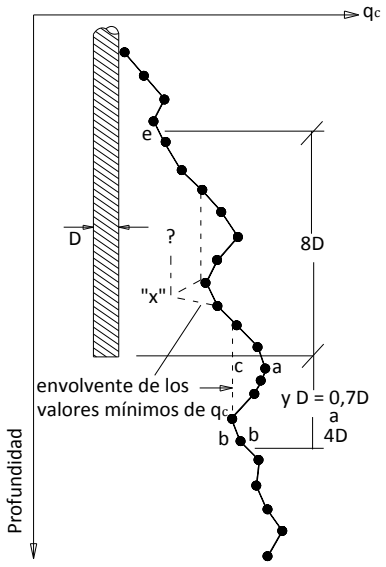


Figura 7.8. Procedimiento para calcular la resistencia de punta de un pilote (Nottingham y Schmertmann, 1975)

7.6.2.2.3. Capacidad de carga vertical de la roca

Según el Manual de la Sociedad Geotécnica Canadiense (1985); cuando el ancho del pilote y la separación de las discontinuidades de la roca son mayores de 300 mm y cuando las discontinuidades no rellenas tienen un ancho menor de 6,4 mm, o las discontinuidades rellenas con suelo o escombros de roca tienen un ancho menor de 25 mm, la resistencia de punta unitaria nominal, se puede tomar según la ecuación 7.35.

$$q_p = 3q_u K_{sp} d \qquad [7.35]$$

Para lo cual,

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s_d}{D}}{10\sqrt{1 + 300\,\frac{t_d}{s_d}}} \qquad [7.36]$$

$$d = 1 + 0{,}4\frac{H_s}{D_s} \leq 3{,}4 \qquad [7.37]$$

Donde: q_u: Resistencia promedio a la compresión uniaxial del núcleo rocoso (MPa).

d: Factor de profundidad (adimensional).

K_{sp}: Coeficiente de capacidad de carga de la Figura 7.9 (adimensional).

s_d: Separación entre discontinuidades (mm).

t_d: Ancho de las discontinuidades (mm).

D: Ancho del pilote (mm).

H_s: Profundidad embebida de un pilote empotrado en roca, considerada igual a 0,0 para pilotes que apoyan sobre la parte superior del lecho rocoso (mm).

D_s: Diámetro de la perforación para el pilote empotrado en roca (mm).

Este método no se podrá aplicar a rocas blandas estratificadas, como por ejemplo lutitas débiles o calizas débiles. Los pilotes que apoyan sobre rocas débiles se deberán diseñar tratando la roca blanda como si fuera suelo.

7.6.2.2.4. Ensayos de carga y monitoreo *in situ* de los pilotes

Los ensayos de compresión, tensión y carga lateral de los pilotes deberán realizarse de acuerdo con las siguientes normas (ver Capitulo 3 de este Manual):

- Método de Ensayo para pilotes bajo carga estática de compresión axial - ASTM D 1143.

- Método de Ensayo de pilotes individuales bajo carga estática de tracción axial - ASTM D 3689.

- Método de Ensayo de pilotes bajo cargas laterales- ASTM D 3966.

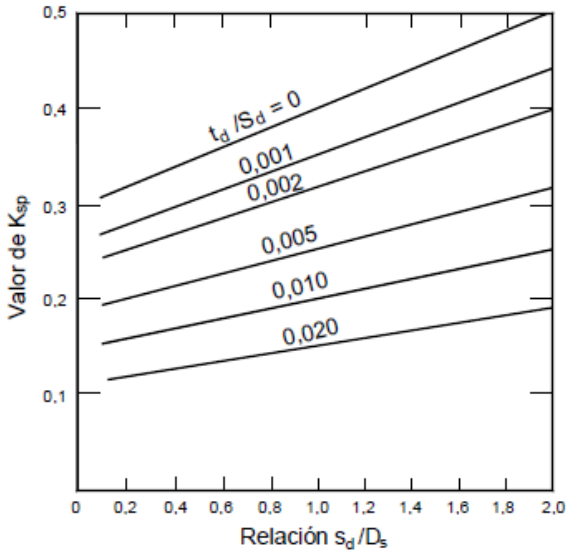


Figura 7.9. Coeficiente de capacidad de carga (Canadian Geotechnical Society, 1985)

Los ensayos realizados *in situ* que utilicen un analizador de hincado, deberán satisfacer la siguiente Norma: Método de Ensayo dinámico de alta deformación de pilotes - ASTM D 4945.

7.6.2.2.5. Resistencia al levantamiento

- **Pilotes individuales**

  Se deberá considerar la resistencia al levantamiento cuando las solicitaciones, calculadas con base en la combinación de cargas sean de tracción.

  Cuando los pilotes estén sujetos a levantamiento se debe investigar tanto la resistencia a la extracción de los pilotes como la capacidad estructural de los pilotes para resistir tracción y trasmitirla a la fundación.

  La resistencia contra el levantamiento de un pilote individual se debe estimar de manera similar a la utilizada para estimar la resistencia por fricción superficial de los pilotes en compresión para pilotes hincados.

  Para tal fin se propone utilizar el siguiente método de análisis, el cual supone que en la mayoría de pilotes la resistencia al levantamiento se desarrolla principalmente por el fuste o cuerpo del pilote y por el peso,

por lo que la resistencia por punta no se considera.

$$P_{tu} = \sum Q_{su} + W \quad [7.38]$$

Donde: $\sum Q_{su}$: Resistencia de fricción (adherencia) del pilote.

W: Peso del pilote.

$$Q_{su} = A_s q_s \quad [7.39]$$

$$q_s = c_a + k\sigma'_v \tan \emptyset_a \quad [7.40]$$

Donde: c_a: Adherencia (ver ecuaciones 7.41 y 7.43).

σ'_v: Esfuerzo efectivo vertical a una profundidad z.

$\tan \emptyset_a$: Ángulo de fricción entre el pilote y el suelo circundante (0,5Ø a 0,8Ø).

k: Coeficiente de presión lateral (ver Tabla 7.4).

- **Pilotes en arcilla**

$$q_s = \sum (c_a) = \sum \alpha S_u \quad [7.41]$$

Donde: c_a: Adherencia.

S_u: Resistencia al corte no drenada promedio.

α: Factor de adherencia aplicado a S_u (adimensional) ver Figura 7.3.

Para pilotes hincados se pueden utilizar los mismos métodos que para pilotes a compresión ($\propto$, β , λ).

– **Pilotes en arena**

La capacidad última por levantamiento se estima de acuerdo con las ecuaciones 7.42 y 7.43.

$$Q_{su} = q_{sui} A_s = \sum q_s p \Delta L \quad [7.42]$$

$$q_s = \sum (k \sigma'_v \tan \emptyset'_a) \quad [7.43]$$

Todos los términos ya fueron definidos.

La fricción unitaria superficial q_s, crece linealmente durante el levantamiento, hasta la profundidad $z=L_{crit}$, mas allá de este valor permanece constante. Para $z \leq L_{crit}$, según Das y Seely (1975), la fricción unitaria se puede determinar según la ecuación 7.44.

$$q_s = \sum (k_u \sigma'_v \tan \emptyset'_a) \quad [7.44]$$

Donde: k_u: Coeficiente de levantamiento (ver Figura 7.10).

Los demás términos ya fueron definidos.

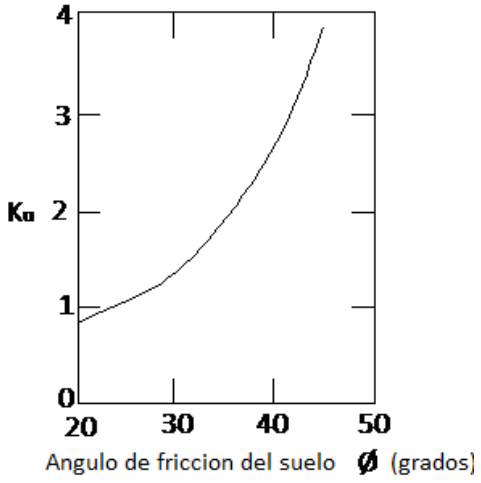


Figura 7.10.Coeficiente de levantamiento k_u (DAS, 2006)

Para calcular la capacidad última de levantamiento, también se puede determinar la longitud crítica L_{crit}, utilizando la Figura 7.11.

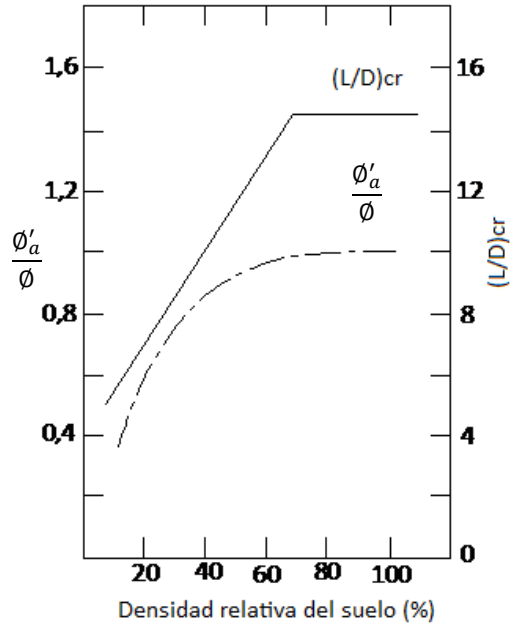


Figura 7.11. Variación de $\frac{\emptyset'_a}{\emptyset}$ y de $\left(\frac{L}{D}\right)_{crit}$ con la compacidad relativa de la arena (DAS, 2006)

Si $L \leq L_{crit}$ en suelos secos donde $\sigma'_v = \gamma z$

$$Q_{su} = \frac{1}{2}\, p\gamma L^2 K_u \tan \emptyset'_a \qquad [7.45]$$

Todos los términos ya fueron definidos

Para $L > L_{crit}$, en el caso de suelos secos la capacidad última por levantamiento Q_{su}, se puede determinar mediante la ecuación 7.46.

$$Q_{su} = \frac{1}{2} p\gamma L_{crit}^2 K_u \tan \emptyset_a + p\gamma L_{crit}^2 K_u \tan \emptyset_a \left(L - L_{crit}\right) \qquad [7.46]$$

La capacidad de carga admisible neta de levantamiento se determina dividiendo por un factor de seguridad el cual se recomienda entre 2 y 3.

7.6.2.2.6. Resistencia a las cargas laterales

Las cimentaciones profundas pueden estar sujetas a cargas laterales, así como a las cargas axiales. Las cargas laterales a menudo provienen de las fuerzas del viento sobre la estructura o las fuerzas de inercia resultantes del tráfico. La

resistencia a las cargas laterales, se determina por la resistencia lateral de suelo adyacente y el momento de flexión en el eje de la cimentación. La resistencia lateral última H_u a menudo desarrolla un desplazamiento lateral mucho mayor al que puede ser permitido por la estructura. Para asegurar que la cimentación ofrece seguridad respecto a la falla, se debe determinar la carga lateral admisible H_{adm}.

En el diseño de los pilotes cargados lateralmente se deberán considerar los efectos de la interacción suelo – estructura o roca-estructura entre los pilotes y el terreno, incluyendo el número y la separación de los pilotes de cada grupo. El diseño generalmente se realiza, mediante ensayos de carga, métodos analíticos o utilizando valores típicos arbitrarios.

1) Ensayos de carga

Los ensayos de carga se justifican para proyectos de gran tamaño y se pueden ejecutar de acuerdo con la norma ASTM D 3966.

2) Métodos analíticos

Los métodos analíticos se enmarcan en dos criterios que conducen a metodologías de cálculo diferentes, que consisten en:

a) Determinar la resistencia lateral última, como el método de Broms (1964, 1965), cuyas ecuaciones se presentan de la 7.49 a las 7.56.

b) Determinar la carga de servicio para una deformación admisible, en el cual se consideran dos enfoques:

- Método utilizando el módulo de reacción horizontal k_h, cuyos autores más reconocidos son Matlock y Reese (1960). En este método la reacción del pilote en un punto es simplemente relacionada con la deflexión en ese punto.

- Método utilizando soluciones elásticas (POULOS, 1971). Este método de cálculo asume que el suelo es un medio continuo elástico lineal.

3) Valores típicos

La Tabla 7.6 proporciona valores de cargas laterales admisibles para pilotes.

a) Método del cálculo de la resistencia lateral última

A pesar de varias investigaciones efectuadas sobre la resistencia de los pilotes a la acción de la carga lateral, no se ha podido determinar un método de diseño simple que puede ser aplicable a cualquier tipo de suelo o pilote. Hay muchos factores relacionados entre sí de los cuales la rigidez del pilote es uno de los más importantes, pues influye en la deflexión y determina si el mecanismo de falla es debido a la rotación de un elemento rígido corto, o es debido a la falla por flexión de un pilote largo y flexible.

Cuando se ejerce una fuerza transversal excesiva sobre la cabeza de un pilote, normalmente se provocan grandes flexiones y, por eso, se produce la rotura del propio pilote. El estado límite correspondiente está condicionado normalmente por la resistencia estructural del propio pilote. En la práctica habitual esta situación se conoce como “pilote largo”.

Supuesto que el pilote soportase esos esfuerzos, el límite de la carga depende de la resistencia del terreno. Esto suele ocurrir en pilotes poco empotrados o muy resistentes respecto a la propia resistencia lateral del terreno frente a sus empujes. En la práctica habitual esta situación se conoce como “pilote corto”.

Por lo tanto, para calcular la resistencia lateral última H_u, se requiere inicialmente determinar si el pilote se comportará como una unidad rígida corta o como un elemento flexible de longitud infinita. Esto se realiza mediante el cálculo de los factores de rigidez R y T para una combinación particular del pilote y el suelo. Los factores de rigidez son gobernada por la rigidez (valor de E_pI_p) del pilote y por la compresibilidad del suelo. Esto último se expresa en términos del módulo del suelo, que no es constante para cualquier tipo de suelo sino que depende del ancho D del pilote y de la profundidad del área cargada.

Para suelos con módulos constantes con la profundidad como las arcillas sobreconsolidadas, el factor de rigidez R en unidad de longitud se puede

determinar con la ecuación 7.47.

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{k_h D}} \qquad [7.47]$$

Donde: E_p: Módulo de elasticidad del material del pilote.

I_p: Momento de inercia de la sección del pilote.

k_h: Módulo de la reacción horizontal del suelo (coeficiente de balasto horizontal).

D: Diámetro o ancho del pilote.

Para la determinación del módulo de elasticidad del material del pilote se pueden consultar los ensayos correspondientes en el Capítulo 3 así como los valores típicos o correlaciones en el Capítulo 4 de este Manual.

El módulo de reacción horizontal del suelo k_h, se puede obtener del ensayo de placa o en el caso de arcillas sobreconsolidadas no drenadas, mediante la Tabla 7.6.

Tabla 7.6. Relación entre módulo de la reacción horizontal del suelo k_h y la resistencia al corte no drenada de arcillas rígidas sobreconsolidadas (Pile design and construccion practice, M.J. Tomlinson)

CONSISTENCIA	**FIRME A RÍGIDA**	**RÍGIDA A MUY RÍGIDA**	**ENDURECIDA**
Resistencia al corte no drenada (c_u) kN/m^2	50-100	100-200	>200
Rango de k_h MN/m^3	15-30	30-60	>60

Para suelos con módulos que se incrementan linealmente con la profundidad, por ejemplo arcillas normalmente consolidadas y suelos granulares, el factor de rigidez T, en unidad de longitud, se puede determinar con la ecuación 7.48.

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \qquad [7.48]$$

Donde: n_h: Coeficiente de variación del módulo de balasto (ver Tabla 7.6) $k_h = n_h \frac{x}{D}$.

Tabla 7.7 Valores típicos del Coeficiente de reacción horizontal n_h (GEO, 2006)

CONSISTENCIA	SUELTA (N 4-10)	MEDIANAMENTE DENSA (N 11-30)	DENSA (N 31-50)
Arena seca o húmeda (mN/m^3)	2,2	6,6	17,6
Arena sumergida (mN/m^3)	1,3	4,4	10,7

Los anteriores valores de n_h, se basan en los valores del módulo de Terzaghi (1955).

Tomlinson (1994), sugiere utilizar para arcillas blandas normalmente consolidadas blandas, un valor de n_h entre 350 a 700 kN/m^3 y para limos orgánicos blandos un valor de 150 kN/m^3.

Calculados los factores de rigidez R y T, el criterio para definir si un pilote tiene un comportamiento como pilote corto o rígido o como pilote largo o flexible, está relacionado con la longitud de empotramiento L, como se observa en las Figuras 7.12 y 7.13 y se define en la Tabla 7.8.

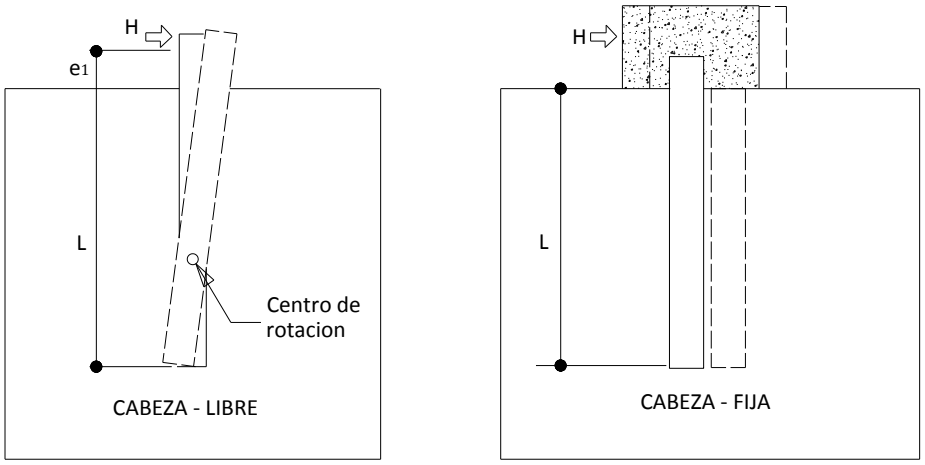


Figura 7.12 Pilote vertical corto bajo carga horizontal (GEO, 2006)

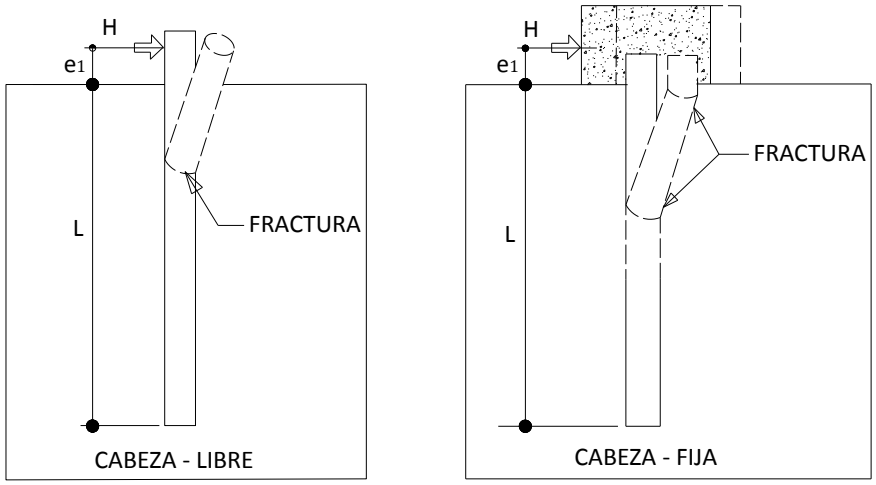


Figura 7.13 Pilote vertical largo bajo carga horizontal (GEO, 2006)

Tabla 7.8 Criterio para el comportamiento como pilote corto y pilote largo (GEO, 2006)

TIPO DE PILOTE	MÓDULO DEL SUELO	
	INCREMENTO LINEAL	INCREMENTO CONSTANTE
Pilotes cortos (rígido)	L≤2T	L≤2R
Pilotes largos (flexibles)	L≥4T	L≥3,5R

- **Método de Brinch Hansen (1961)**

El método permite determinar la resistencia lateral última Hu de pilotes cortos (rígidos), como se ilustra en la Figura 7.14; el método aplica tanto para suelos uniformes como para suelos estratificados.

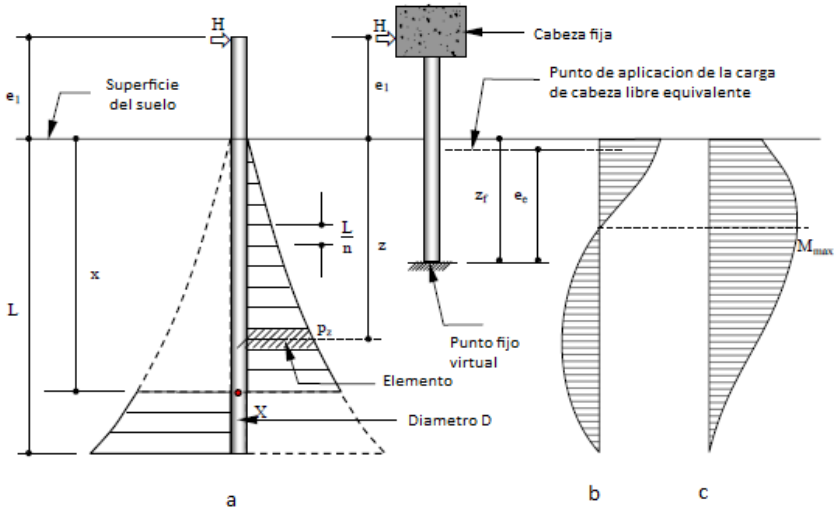


Figura 7.14 Pilotes cortos sujetos a carga lateral (Brinch Hansen, 1961), a) Reacción del suelo b) Diagrama de fuerza cortante c) Diagrama de momento flector (Adaptado de GEO (2006))

La resistencia del pilote rígido que rota en el punto X, se obtiene de la suma de los momentos de la resistencia del suelo por encima y por debajo de ese punto. El diagrama de resistencias pasivas se divide en un número n, conveniente de elementos horizontales.

La resistencia pasiva unitaria de un elemento a una profundidad z por debajo de la superficie del terreno, está dada por la ecuación 7.49

$$P_z = \sigma'_v K_{qz} + c' K_{cz} \qquad [7.49]$$

Donde: σ'_v: Esfuerzo efectivo de sobrecarga a la profundidad z.

c': Cohesión del suelo a la profundidad z.

K_{qz}, K_{cz}: Coeficientes de presión pasiva, que se obtienen de la Figura 7.15.

Por lo tanto la resistencia total pasiva de cada elemento horizontal está dada por la expresión 7.50.

$$P_z \frac{L}{n} D \qquad [7.50]$$

El punto de rotación a la profundidad x, se determina correctamente, cuando la ΣM=0, por lo tanto el punto X, es determinado por un proceso de ensayo y error. La ecuación 7.51 permite determinar el momento alrededor del punto de aplicación de la carga horizontal.

$$\sum M = \sum_{z=0}^{z=x} P_z \frac{L}{n} D(e_1+z) - \sum_{z=x}^{z=L} P_z \frac{L}{n} D(e_1+z) \qquad [7.51]$$

Obtenido el punto de rotación X de la ecuación 7.51, la resistencia lateral última del pilote debido a la fuerza horizontal Hu, se puede obtener tomando momentos en el punto de rotación X, obteniendo la ecuación 7.52

$$H_u(e_1+x) = \sum_{z=0}^{z=x} P_z \frac{L}{n} D(x-z) + \sum_{z=x}^{z=L} P_z \frac{L}{n} D(z-x) \qquad [7.52]$$

Donde: P_z: Resistencia unitaria pasiva por unidad de ancho (ver ecuación 7.49).

z: Profundidad z bajo la superficie del suelo.

x: Distancia vertical desde la superficie del suelo al punto de rotación.

n: Número de elementos horizontales en que se divide el diagrama de resistencia pasiva.

D: Diámetro del pilote.

e: Distancia desde la superficie del suelo al punto de aplicación de la carga en un pilote de cabeza fija.

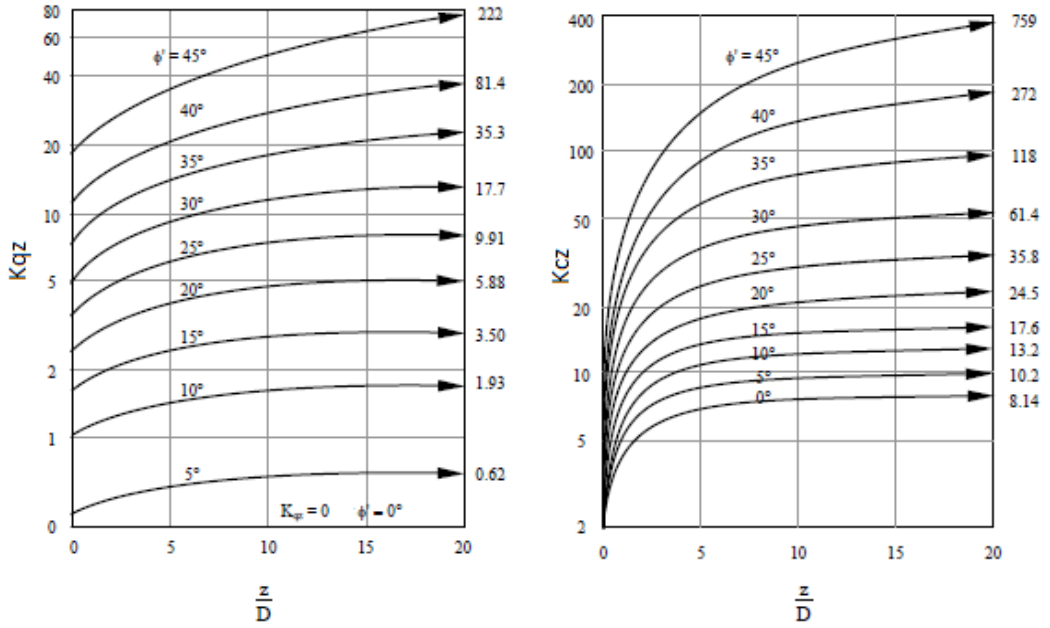


Figura 7.15 Coeficientes K_{qz}, K_{cz} a la profundidad z para pilotes cortos sujetos a carga lateral (Brinch Hansen, 1961, (Adaptado de GEO (2006))

Ejemplo 1

Un pilote vertical prebarrenado y fundido in situ de 0,60 m de diámetro, de 10 m de longitud L, se cimentara sobre una arcilla rígida sobreconsolidada, con ϕ=20°, c_u= 120 kN/m^2, soporta una carga vertical de compresión de 1500 kN.

Se requiere determinar la carga última horizontal Hu que puede ser aplicada 4 m por encima del nivel del suelo.

El modulo elástico del concreto es 26x10^3 MN/m^2 y el momento de inercia del pilote es $I_p = \frac{1}{4}\pi R^4$

Solución

De la Tabla 7.6, para c_u= 120 kN/m^2, el modulo k_h= 30 MN/m^2

El momento de inercia del pilote es: $I_p=\frac{1}{4}\pi\left(\frac{0,6}{2}\right)^4$ =0,0064 m^4

Para determinar si el pilote es corto y aplicar el método de Brinch Hansen, se utiliza la ecuación 7.47

$$R=\sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{k_h D}}=\sqrt[4]{\frac{26*10^3*0,0064}{30*0,6}}=1,74\ m$$

De la Tabla 7.8, si L ≤ 2R entonces el pilote se comportará como rígido corto y el método de Brinch Hansen se puede utilizar.

$$L=10\ m < 2R = 2*1,74=3,48m$$

Para determinarla resistencia pasiva unitaria para una profundidad z = 1m se utiliza la ecuación 7.49 $P_z= \sigma_v' K_{qz}+c' K_{cz}$, de acuerdo con la siguiente Tabla:

z (m)	0,5	1,5	2,5	3,5	4,5	5,5
z/D	0,83	2,5	4,2	5,8	7,5	9,2
Kcz	5,5	6,3	7,0	7,2	7,4	8,0
CuKcz (kN/m²)	660	756	840	864	888	960

Por ensayo y error se asume que el punto de rotación X se encuentra 4 m. por debajo del nivel del terreno. Tomando momentos en el punto de aplicación de H_u, y de acuerdo con la ecuación 7.51, para L/n= 1, se tiene:

$\sum$ M=660*1*4,5+756*1*5,5+840*1*6,5+864*1*7,5-888*1*8,5-960*1*9,5= 2400 kN*m por m de ancho del pilote

Con base en el valor obtenido, se modifica la posición del punto de rotación X hasta obtener un valor $\sum$ M , cercano a 0.

Luego se toma momentos con respecto al punto de rotación X, obteniéndose el valor de Hu= 1210 kN, para un pilote de 0,6 m de ancho.

- **Método de Broms (1964)**

El método de Broms es una representación simplificada del comportamiento de un pilote, la cual permite obtener la resistencia última lateral en forma aproximada, lo que en general es adecuado para estimar un valor inicial, aunque, si el diseño se rige por el comportamiento de la carga lateral, se deben efectuar pruebas de carga para verificar los parámetros de diseño.

Este método puede utilizarse para estimar inicialmente la carga última lateral Hu; para pilotes restringidos o de cabeza fija y no restringidos o de cabeza libre, en suelos cohesivos y granulares. La teoría es similar a la de Brinch Hansen excepto por algunas simplificaciones relativas a la distribución de la resistencia última del suelo con la profundidad.

El método utiliza un módulo de reacción horizontal del suelo y considera que, la falla en los pilotes cortos se debe al flujo del suelo alrededor del pilote y que la falla en pilotes largos se debe a la formación de una articulación plástica en el pilote. (Broms, 1964, 1965), y (Reese, 1986).

El criterio para definir si un pilote tiene un comportamiento como pilote corto o rígido o como pilote largo o flexible, es el que se presenta en la Tabla 7.9.

Tabla 7.9. Criterio para el comportamiento como pilote corto y pilote largo (USACE, 1992)

CABEZA LIBRE		**CABEZA FIJA**	
PILOTE CORTO	**PILOTE LARGO**	**PILOTE CORTO**	**PILOTE LARGO**
SUELOS GRANULARES			
$L \leq L_C$	$L \geq L_C$	$L \leq L_{CS}$	$L \geq L_{CL}$
SUELOS COHESIVOS			
$L \leq L_C$	$L \geq L_C$	$L \leq L_{CS}$	$L \geq L_{CL}$

Para determinar la longitud crítica L_C se presentan las ecuaciones 7.53 a la 7.58.

SUELOS GRANULARES		
CABEZA LIBRE	**CABEZA FIJA**	
	PILOTE CORTO	**PILOTE LARGO**
$L_C^3-\frac{2H_{ul}}{\gamma K_p D}L_C-\frac{2M_a+eH_{ul}}{\gamma K_p D}=0$ [7.53]	$L_{CS}=\left[\frac{M_u}{\gamma D K_p}\right]^{1/3}$ [7.54]	$L_{CL}^3-\frac{H_{ul}}{0,5\gamma K_p D}L_{CL}+\frac{M_u}{0,5\gamma K_p D}$ [7.55]
SUELOS COHESIVOS		
CABEZA LIBRE	**CABEZA FIJA**	
$L_C=1,5D+\frac{9}{c_u D}+\left[\frac{M_u}{2,25c_u D}\right]^{1/2}$ [7.56]	$L_{CS}=2\left[\frac{M_u}{18c_u D}+\frac{9}{16}D^2\right]$ [7.57]	$L_{CL}=\left[2,25D^2+\frac{4}{9}\frac{M_u}{9c_u D}\right]^{1/2}+\left[\frac{M_u}{2,25c_u D}\right]^{1/2}$ [7.58]

Donde: D: Diámetro del pilote.

C_u: Resistencia al corte no drenada.

e: Longitud del pilote por encima de la superficie.

Kp: Coeficiente de presión pasiva de Rankine.

Las ecuaciones 7.59 a la 7.66, permiten estimar el valor de Hu, para diferentes escenarios los cuales se ilustran en las Figuras 7.16, 7.18, 7.20 y 7.22. El valor de H_u, se puede determinar directamente de las Figuras 7.17, 7.19, 7.21 y 7.23.

En esas figuras, se hace la hipótesis adicional de no contar con la colaboración de la resistencia del terreno superficial en un espesor igual a una vez y medio el diámetro de pilote; únicamente se cuenta con la colaboración de su peso. Hipótesis semejante habría que realizarse para contar con posibles socavaciones, erosiones o excavaciones, que tanta influencia tienen en la resistencia horizontal.

SUELOS GRANULARES				
PILOTES CORTOS				FIG
CABEZA LIBRE		CABEZA FIJA		
$H_u=\frac{0,5DL^3K_p\gamma_s}{e_1+L}$	[7.59]	$H_u=1,5DL^2\gamma_sK_p$	[7.60]	7.17
PILOTES LARGOS				
$H_u=\frac{M_u}{e+0,54\sqrt{\frac{H_u}{\gamma DK_p}}}$	[7.61]	$H_u=\frac{2M_u}{e+0,54\sqrt{\frac{H_u}{\gamma DK_p}}}$	[7.62]	7.19
SUELOS COHESIVOS				
PILOTES CORTOS				FIG
CABEZA LIBRE		CABEZA FIJA		
$H_u=18c_uD\left[\sqrt{e^2+1,5De+eL+0,5L^2+1,125D^2}\right]$	[7.63]	$H_u=9c_uD(L-1,5D)$	[7.64]	7.21
PILOTES LARGOS				
$H_u=9c_uD\left[\sqrt{(e+1,5D)^2+\frac{2M_U}{9c_uD}}-e-1,5D\right]$	[7.65]	$H_u=9c_uD\left[\sqrt{2,25D^2+\frac{4}{9}M_U}-1,5D\right]$	[7.66]	7.23

Donde: D: Diámetro del pilote (pies).

c_u: Resistencia al corte no drenada (kilolibra/pie^2).

e: Longitud del pilote sobre la superficie del suelo (pies).

M_U: Momento flector resistente ultimo (kilolibra . pie).

L: Longitud embebida del pilote (pies).

Kp: Coeficiente de presión pasiva de Rankine $\tan^2\left(45+\frac{\emptyset}{2}\right)$.

γ_s: Peso unitario del suelo (kilolibra/pie^3).

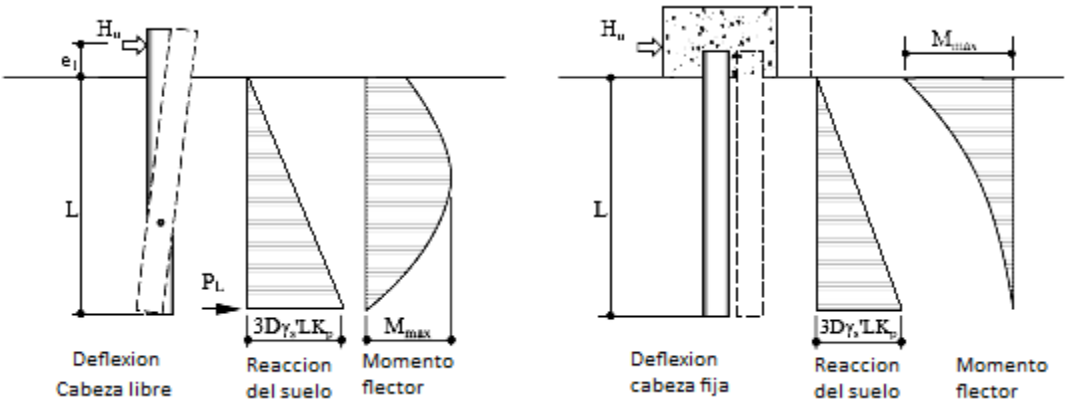


Figura 7.16. Resistencia lateral última de pilotes cortos en suelos granulares, Broms (1964) (Adaptado de GEO (2006))

Para determinar el valor de la resistencia lateral última H_u, en pilotes cortos en suelos granulares, también se puede utilizar la Figura 7.17, en la cual se determina $\frac{H_u}{K_p D^3 \gamma_s}$.

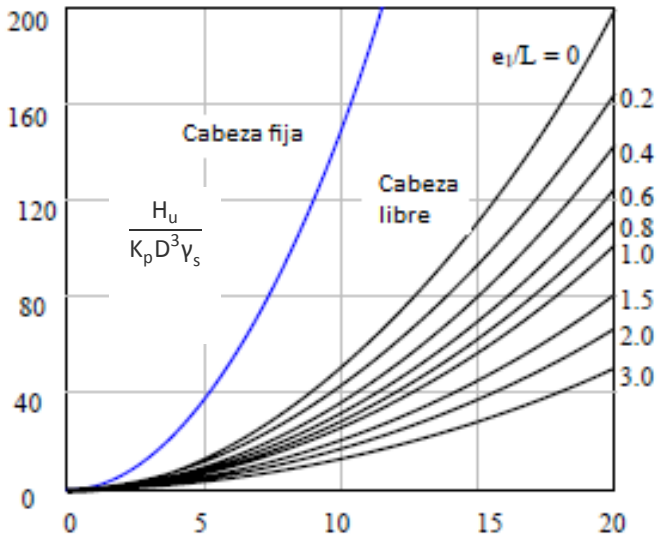


Figura 7.17. Resistencia lateral última de pilotes cortos en suelos granulares en función de L/D, Broms (1964) (Adaptado de GEO (2006))

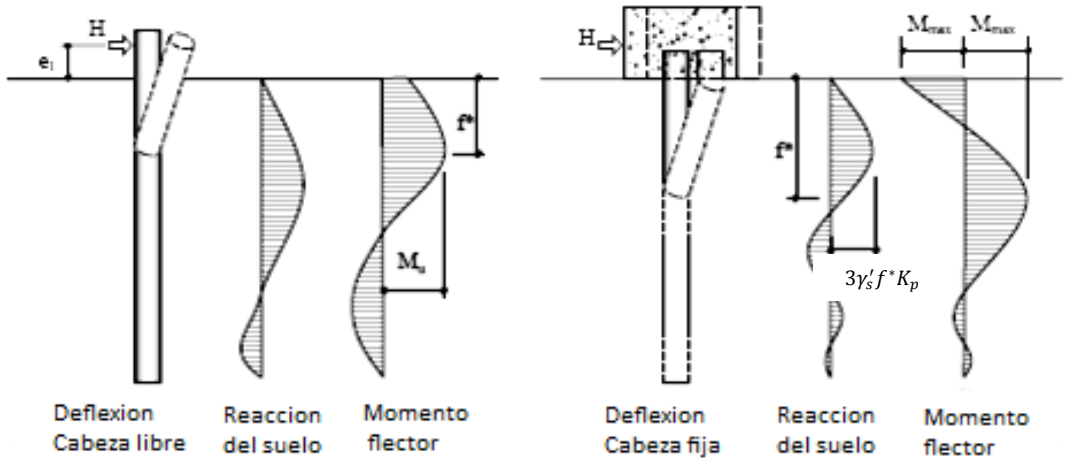


Figura 7.18 Resistencia lateral última de pilotes largos en suelos granulares, Broms (1964) (Adaptado de GEO (2006))

Para determinar el valor de la resistencia lateral última H_u, en pilotes largos en suelos granulares, también se puede utilizar la Figura 7.19, en la cual se determina $\frac{H_u}{K_p D^3 \gamma_s}$.

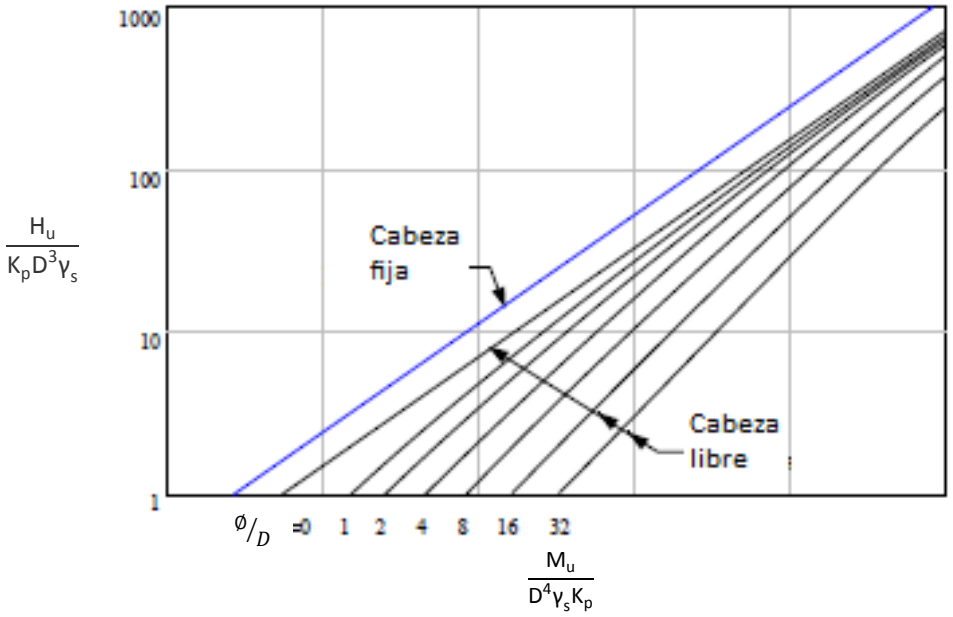


Figura 7.19. Resistencia lateral última de pilotes largos en suelos granulares en función de L/D, Broms (1964) (Adaptado de GEO (2006))

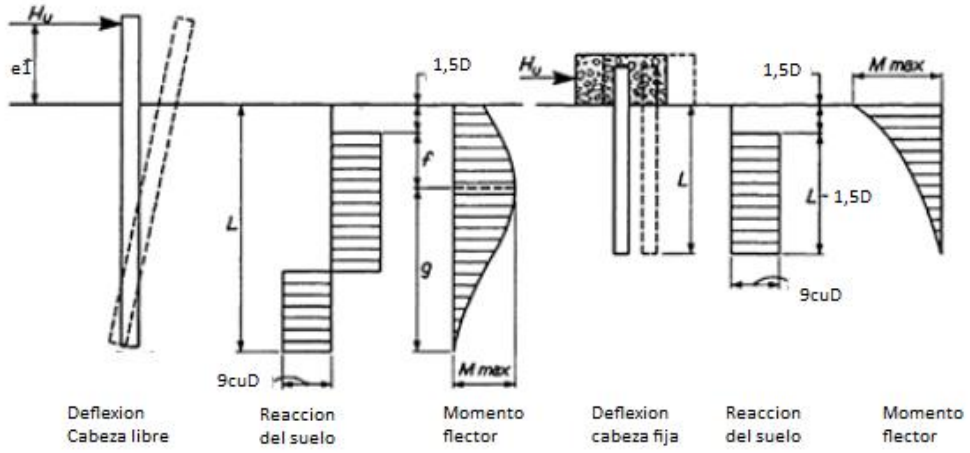
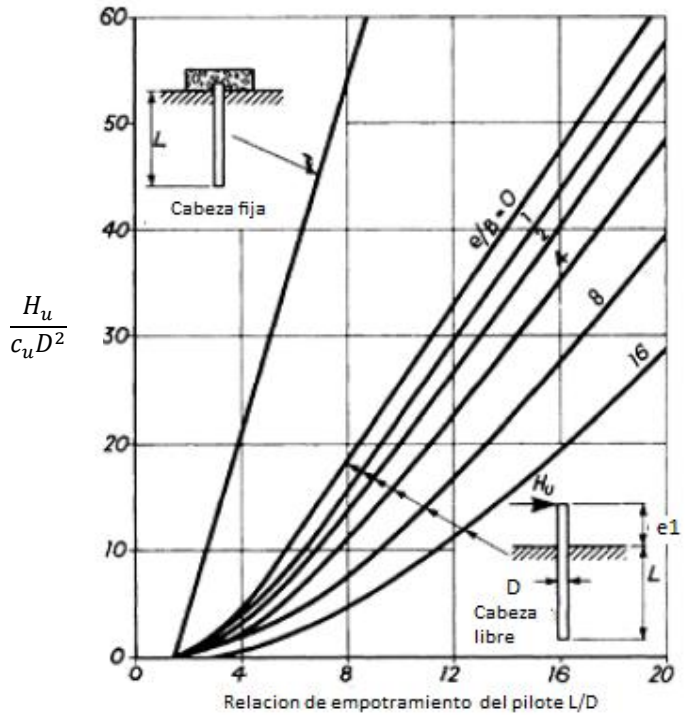


Figura 7.20 Resistencia lateral última de pilotes cortos en suelos cohesivos, Broms (1964) (Adaptado de *Pile Design and Construction Practice*, Tomlinson, 1994)

Para determinar el valor de la resistencia lateral última Hu, en pilotes cortos en suelos cohesivos, también se puede utilizar la Figura 7.21, en la cual se determina $\frac{H_u}{c_u D^2}$.



$\frac{H_u}{c_u D^2}$

Figura 7.21 Resistencia lateral última de pilotes cortos en suelos cohesivos en función de L/D, Broms (1964) (Adaptado de *Pile Design and Construction Practice*, Tomlinson, 1994)

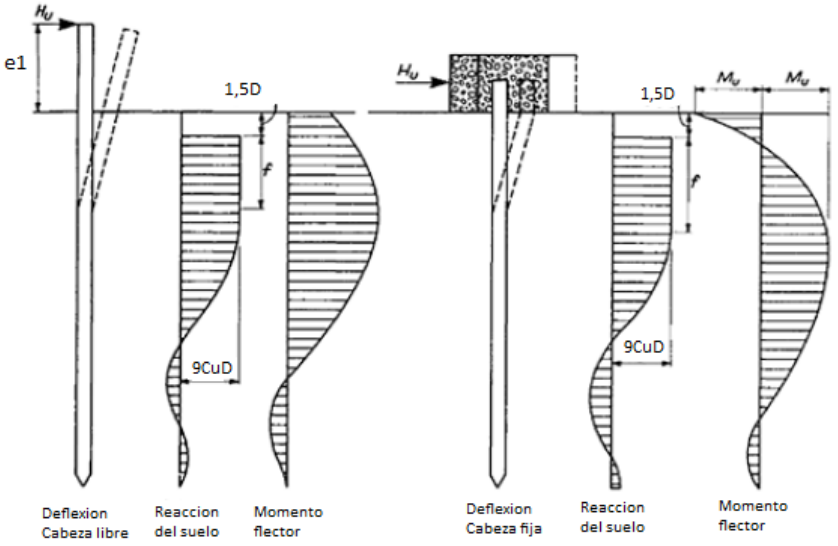
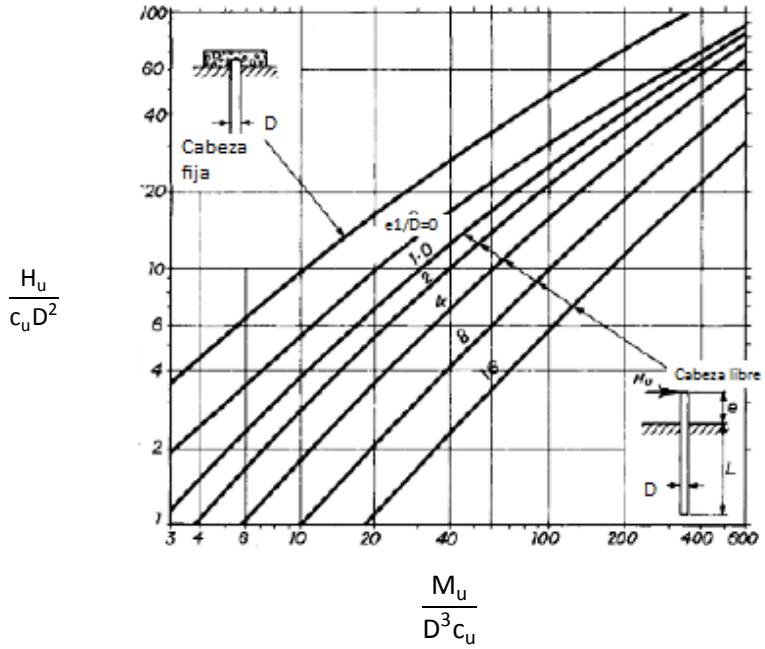


Figura 7.22 Resistencia lateral última de pilotes largos en suelos cohesivos, Broms (1964) (Adaptado de *Pile Design and Construction Practice*, Tomlinson, 1994)

Para determinar el valor de la resistencia lateral última Hu, en pilotes largos en suelos cohesivos, también se puede utilizar la Figura 7.23, en la cual se determina $\frac{H_u}{c_u D^2}$.



$\frac{H_u}{c_u D^2}$

$\frac{M_u}{D^3 c_u}$

Figura 7.23 Resistencia lateral última de pilotes largos en suelos cohesivos en función de L/D, Broms (1964) (Adaptado de *Pile Design and Construction Practice*, Tomlinson, 1994)

Deflexión de los pilotes verticales sometidos a cargas horizontales

El mecanismo de falla de un pilote sometido a carga lateral, depende de su condición de pilote corto o pilote largo. En este proceso, la cabeza del pilote puede moverse horizontalmente una distancia apreciable antes que la rotación o la falla se produzca, de tal forma, que el movimiento exceda los límites tolerables. Por lo tanto, después de haber calculado la carga de rotura y dividirla por el factor de seguridad apropiado, todavía es necesario verificar que la deflexión permisible de la pila no sea superada.

Uno de los métodos propuestos, consiste en determinar la deflexión y_0 en la superficie del terreno, y estimar en forma aproximada la carga lateral admisible Ha (ecuación 7.67). La carga de trabajo o carga admisible se toma como la carga para la que y_0 se encuentre dentro de los límites permitidos. La deflexión y_0 se puede obtenerse a partir de las ecuaciones 7.68 a 7.72 o de las relaciones gráficas mostradas en la Figura 7.24.

$$H_a = \frac{y_a}{y_0} H_u \qquad [7.67]$$

Donde: Y_a: Deflexión lateral admisible especificada, se puede determinar mediante la ecuación 7.67.

H_u: Carga última lateral, que se puede determinar mediante las ecuaciones 7.59 a 7.66 o directamente mediante las Figuras 7.17, 7.19, 7.21 y 7.23.

Para determinar la deflexión y_0 en la superficie del terreno, se pueden utilizar las siguientes ecuaciones:

SUELOS CON MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE CONSTANTE CON LA PROFUNDIDAD	
PILOTES CORTOS	
CABEZA LIBRE ($\beta_c L<1,5$)	**CABEZA FIJA ($\beta_c L<0,5$)**
$y_0=\frac{4H_u\left(1+1,5\frac{e}{L}\right)}{E_S L}$ [7.68]	$y_0=\frac{H_u}{E_S L}$ [7.69]
PILOTES LARGOS	
CABEZA LIBRE ($\beta_c L>1,5$)	**CABEZA FIJA ($\beta_c L>1,5$)**
$y_0=\frac{2H_u\beta_c}{E_S}$ [7.70]	$y_0=\frac{H_u\beta_c}{E_S}$ [7.71]
SUELOS CON MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE QUE SE INCREMENTAN LINEALMENTE CON LA PROFUNDIDAD	
$y_0=F_y\frac{H_u\beta_l^3}{E_p I_p}$ [7.72]	

Donde: β_l y β_c: Se obtienen de las ecuaciones 7.73 y 7.74.

E_s: Módulo de reacción de la subrasante (ksf).

Fy: Se obtiene de la Tabla 7.10.

El cálculo de la deflexión lateral requiere determinar la mínima profundidad de penetración β, que para el caso de suelos cohesivos se puede utilizar la ecuación 7.57. Esta profundidad puede ser aproximadamente $4\beta_l$ para un suelo en el que su rigidez se incrementa linealmente con la profundidad.

Tabla 7.10. Valores de F_y (GEO, 2006)

$\frac{L}{\beta_l}$	F_y
2	1,13
3	1,03
4	0,96
5	0,93

En suelos en los que el módulo de reacción se incrementa linealmente con la profundidad, se tiene:

$$\beta_l = \left[\frac{E_p I_p}{k}\right]^{1/5} \qquad [7.73]$$

En los suelos en los que el módulo de reacción permanece constante con la profundidad, se tiene:

$$\beta_c = \left[\frac{E_s}{4E_p I_p}\right]^{1/4} \qquad [7.74]$$

Donde: E_p: Módulo elástico del pilote (ksf).

I_p: Momento de inercia del pilote (ft^4).

k: Constante relacionada con el módulo elástico del suelo (E_s=kz) y la profundidad ($kips/ft^3$) (ver Tabla 7.11).

E_s: Módulo de reacción de la subrasante (ksf).

Tabla 7.11. Valores representativos de k (GEO, 2006)

c_u ($kips/ft^2$)	**k ($kips/ft^3$)**	
	ESTÁTICO	**CÍCLICO**
0,25 – 0,5	50	20
0,50 – 1,0	170	70
1,0 – 2,0	500	200
2,0 – 4,0	1700	700
4,0 – 8,0	5000	2000

Los soportes verticales de señales que resisten cargas axiales insignificantes se pueden colocar a esta profundidad mínima si su capacidad de carga lateral es aceptable.

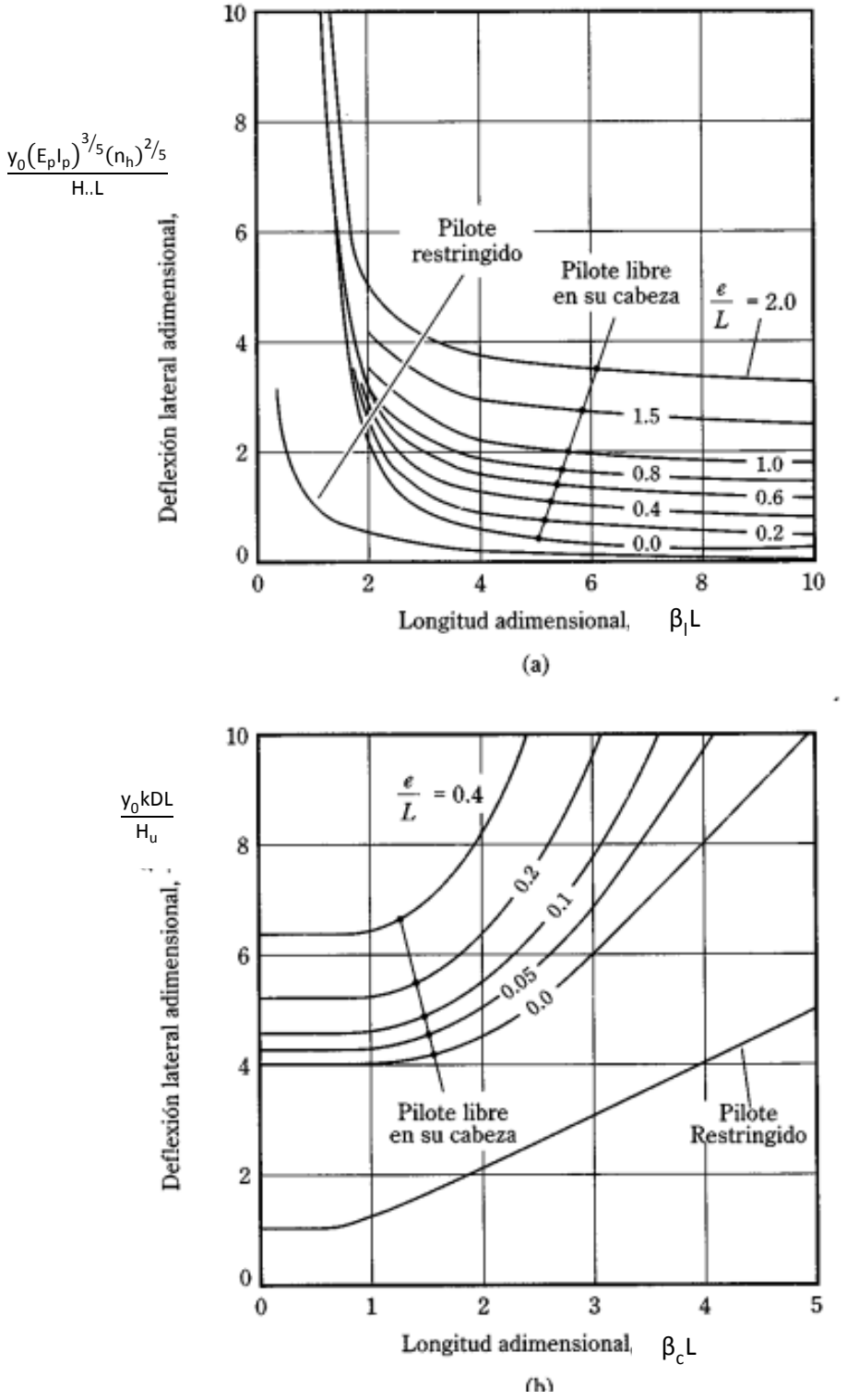


Figura 7.24. Carta para calcular la deflexión lateral en la superficie del terreno en pilotes cargados horizontalmente. (a) arena; (b) arcilla, Broms (1964) (Adaptado de Das (2006)

Ejemplo 2

Un pilote de concreto de cabeza libre, se va a construir para soportar una carga lateral de diseño H_a = 45 kN, que será aplicada en la superficie del suelo, por lo que, e_1=0. La deflexión lateral y_a, no debe ser mayor de 0,64 cm.

Se requiere determinar la profundidad de penetración y el diámetro, que soporten la carga lateral aplicada en una arcilla que tiene una cohesión no drenada C_u= 48 kPa, y cuyo módulo elástico se asume que se incrementará linealmente con la profundidad. El valor del momento ultimo resistente es de M_U=489 kN*m

---

Solución

Para iniciar se supone un diámetro D=76 cm, por tanto el valor de E_pI_p = 111619 KN*m^2

Determinación de la profundidad mínima de penetración, para ello se utiliza la ecuación 7.73.

$$\beta_l = \left[\frac{E_p I_p}{k}\right]^{1/5}$$

El valor de k, se obtiene de la Tabla 7.11.

Para C_u= 48 kPa, (1kips/ft^2), el valor de k= 170 1kips/ft^3 (26721 kN/m^3)

Reemplazando en la ecuación 7.73:

$$\beta_l = \left[\frac{E_p I_p}{k}\right]^{1/5} : \left[\frac{111619\ kN*m^2}{26721\ kN/m^3}\right]^{1/5} = 1{,}33\ m$$

La profundidad mínima de penetración L= $4\beta_l$ = 4*1,33= 5,32 m

Para determinar la longitud critica L_c entre pilote largo y pilote corto, se utiliza la siguiente ecuación 7.56.

$$L_c=1,5D+\frac{9}{C_uD}+\left[\frac{M_U}{2,25C_uD}\right]^{1/2}$$

Reemplazando:

$$L_c=1,5*0,76+\frac{9}{48*0,76}+\left[\frac{489}{2,25*48*0,76}\right]^{1/2}=4,10\ m$$

Como 5,32m >4,10 entonces se considera pilote largo (ver Tabla 7.9). Por lo tanto y de acuerdo con la ecuación 7.65, se determina el valor de la carga última lateral H_u.

$$H_u=9c_uD\left[\sqrt{(e+1,5D)^2+\frac{2M_U}{9c_uD}}-e-1,5D\right] \quad [7.65]$$

Reemplazando

$$H_u=9*48*0,76\left[\sqrt{(0+1,5*0,76)^2+\frac{2*489}{9*48*0,76}}-0-1,5*0,76\right]$$

$$H_u=304,83\ kN$$

Para determinar el desplazamiento de diseño y_a, se utiliza la ecuación 7.67.

$$H_a=\frac{y_a}{y_0}H_u$$

Para determinar la deflexión lateral última y_0, se utiliza la expresión 7.64.

$$y_0=F_y\frac{H_u\beta_l^3}{E_pI_p}$$

El valor de F_y, se obtiene de la Tabla 7.10.

Para $\frac{L}{\beta_l}=\frac{5,32}{1,33}$=4,0, el valor de F_y=0,96

Reemplazando se obtiene:

$$y_0=0,96\frac{304,83(1,33)^3}{111619}=0,00617 \text{ m}$$

El desplazamiento de diseño se obtiene despejando la ecuación 7.67

$$y_a=\frac{H_a y_0}{H_u}=\frac{45*0,00617}{304,83}=0,000911 \text{ m}=0,09 \text{ cm}<0,64 \text{ cm}$$

El desplazamiento es menor que la deflexión admisible permitida, por lo que el diámetro supuesto es adecuado para soportar la carga lateral de 45 kN.

Otra forma de determinar H_U, es utilizando la Figura 7.23, para lo cual se requiere calcular $\frac{M_U}{D^3C_u}=\frac{489}{(0,76)^3*48}$=23,21.

entrando en la figura se obtiene $\frac{H_U}{D^2C_u}$= 11.

Despejando H_U=11*48*$0,76^2$=304,97 kN, que coincide con el resultado obtenido con la ecuación 7.65

b) Análisis elástico para pilotes verticales cargados lateralmente- método del modulo de reacción horizontal K_h

Los métodos mencionados requieren inicialmente calcular la carga de rotura de H_u de un pilote con una sección transversal dada (o determinar las secciones transversales requeridas para una carga dada final) y después dividir H_u por una factor de seguridad arbitrario, para obtener la carga admisible de trabajo H_a. También se presenta un procedimiento alternativo, que consiste en calcular la deflexión en la superficie del terreno y_0, para una gama de cargas H las cuales aumentan progresivamente, hasta el valor de H_u. La carga admisible Ha, se toma como la carga para la que y_0 ,se encuentra dentro de los límites permitidos.

El momento de flexión y la fuerza de corte en un pilote sujeto a carga lateral, se puede modelar como una viga elástica embebida en un suelo homogéneo, o no homogéneo. Dada la complejidad del tema, se recomienda utilizar el método de Matlock y Reese (1960) y resumidos por Elson (1984).

c) Análisis mediante curvas P-Y en pilotes verticales cargados lateralmente

La respuesta de los pilotes frente a las cargas laterales se puede estimar mediante análisis P-Y (*Barker et al,* 1991). Cuando un grupo de pilotes está sujeto a cargas laterales los pilotes interactúan a través del suelo que los separa. Como resultado de esta interacción, los grupos de pilotes experimentan flechas mayores que los pilotes individuales solicitados por la misma carga lateral por pilote, y también son mayores los momentos flectores en los pilotes del grupo; factores que deben ser considerados en el diseño. Para tal fin, y dado lo complejo del tema, se recomienda utilizar el método de Barker et al. (1991) y Reese (1984), quienes presentan procedimientos aplicables al diseño práctico.

El método de análisis P-Y, con curvas de respuesta suelo/roca representativas, se puede emplear para numerosas situaciones de diseño que involucran comportamiento de pilotes individuales o como grupo.

7.6.2.2.7. Capacidad de carga de los pilotes inclinados

La capacidad de carga de un grupo de pilotes que contiene pilotes inclinados se puede determinar tratando los pilotes inclinados como si fueran pilotes verticales, según el numeral 7.6.2 de este capítulo.

Grupo de pilotes

7.6.2.2.8. Capacidad de carga vertical

a) Suelo Cohesivo

Si el cabezal se encuentra en contacto firme con el terreno no se requiere ninguna reducción de la eficiencia.

Si el cabezal no se encuentra en contacto firme con el terreno, y si el suelo

es rígido, tampoco se requiere ninguna reducción de la eficiencia.

Si el cabezal no se encuentra en contacto firme con el terreno, y si el suelo en la superficie es blando, la resistencia individual de cada pilote se debe multiplicar por un factor de eficiencia η, el cual se toma como:

- η = 0,65 cuando la separación entre los centros de los pilotes es igual a 2,5 diámetros.

- η = 1,0 cuando la separación entre los centros de los pilotes es igual a 6,0 diámetros.

- Para separaciones intermedias el valor de η se puede determinar por interpolación lineal.

- La resistencia del grupo deberá ser igual al menor de los siguientes valores:

  - La sumatoria de las resistencias individuales modificadas de cada pilote del grupo, de acuerdo con la ecuación 7.75.

$$\sum Q_g = n_1 n_2 \left(Q_p + Q_s\right) \qquad [7.75]$$

Donde: Q_g: Capacidad de carga del grupo de pilotes.

$n_1 n_2$: Número de los pilotes en el grupo $n_1 X n_2$.

n: Eficiencia del grupo $\eta = \frac{Q_g}{\sum Q_u}$

  - La resistencia de un bloque de pilotes equivalente, formado por los pilotes y el bloque de suelo dentro del área limitada por los pilotes (ver ecuaciones 7.76, 7.77, y 7.78).

Al determinar el bloque de pilotes equivalente:

- Para determinar la resistencia por fricción se utiliza la totalidad de la resistencia al corte de suelo.

- Para determinar la resistencia de punta se utiliza la totalidad del área de la base del bloque de pilotes equivalente.

- Se debe ignorar la resistencia adicional del cabezal.

Para la determinación de la resistencia de un bloque de pilotes equivalente se recomienda seguir la siguiente metodología:

Para un grupo de pilotes de ancho X, longitud Y y profundidad Z como el que se ilustra en la Figura 7.25, la capacidad de carga para la falla en bloque está dada por las ecuaciones 7.76, 7.77 y 7.78.

$$Q_g=(2X+2Y)Z\overline{S_u}+XYN_cS_u \quad [7.76]$$

$$N_c=5\left[1+\frac{0,2X}{Y}\right]\left[1+\frac{0,2Z}{X}\right] \quad \text{para } \frac{Z}{X}\leq 2,5 \quad [7.77]$$

$$N_c=7,5\left[1+\frac{0,2X}{Y}\right] \quad \text{para } \frac{Z}{X}>2,5 \quad [7.78]$$

Donde: S_u: Resistencia al corte no drenada promedio a lo largo de la profundidad de penetración de los pilotes.

$\overline{S_u}$: Resistencia al corte no drenada en la base del grupo.

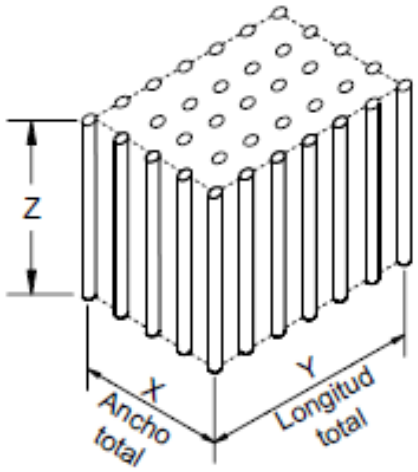


Figura 7.25. Dimensiones del grupo de pilotes (AASHTO, 2004)

b) Suelo no cohesivo

La capacidad de carga de los grupos de pilotes en suelo no cohesivo será la sumatoria de las capacidades de todos los pilotes que componen el grupo. Ya sea que el cabezal de los pilotes esté o no en contacto con el terreno, el factor de eficiencia, η, debe ser igual a 1,0.

c) Suelo resistente sobre suelo débil o compresible

Si un grupo de pilotes está embebido en un depósito de suelo resistente que yace sobre un depósito más débil se debe considerar el potencial de falla por punzonamiento de las puntas de los pilotes en el estrato de suelo más débil.

Si el estrato de suelo subyacente consiste en un suelo compresible más débil se debe considerar la posible ocurrencia de grandes asentamientos en dicho estrato más débil.

En ausencia de referencias locales, la investigación de la capacidad de los suelos blandos subyacentes se puede basar en el cálculo de la carga sobrepuesta, asumiendo que la distribución de la presión se ensancha por debajo de las puntas de los pilotes proyectando el área limitada por las puntas de los pilotes con una pendiente de 2 vertical en 1 horizontal. La resistencia a cualquier profundidad por debajo de las puntas de los pilotes se debe determinar con base en el tamaño proyectado de una zapata idealizada. La capacidad de carga se debe basar en los criterios especificados para zapatas, en este Manual.

El método se puede visualizar utilizando la Figura 7.35, considerando la zapata equivalente (o idealizada) al mismo nivel que las puntas de los pilotes, opción que es algo conservadora si una parte significativa de la resistencia de los pilotes es aportada por la resistencia friccional, pero se especifica de este modo por motivos de simplicidad.

d) Grupo de pilotes en roca

La capacidad de carga por punta, para un grupo de pilotes apoyados sobre roca, se estima mediante la suma de las capacidades de carga individuales $Q_g = \sum Q_p$, siempre que el espaciamiento mínimo, centro a centro de

pilotes, sea D+300 mm, donde D es igual a la dimensión diagonal de la sección transversal del pilote.

7.6.2.2.8. Resistencia a cargas laterales del grupo de pilotes

La resistencia lateral del grupo se toma como la sumatoria de resistencias individuales modificadas de cada uno de los pilotes que componen el grupo, es decir la resistencia individual de cada pilote se deberá multiplicar por un factor de eficiencia η, el cual se tomará como:

- η = 0,75, para suelo no cohesivo.
- η = 0,85, para suelo cohesivo.

7.6.2.2.9. Resistencia contra el levantamiento del grupo de pilotes

La resistencia contra el levantamiento de un grupo de pilotes Q_{ug} se debe tomar como el menor de los siguientes valores:

- La sumatoria de las resistencias contra el levantamiento de los pilotes individuales.
- La capacidad contra el levantamiento del grupo de pilotes considerado como un bloque único.

Para los grupos de pilotes en suelo no cohesivo, el bloque que será levantado se determina utilizando para la carga una distribución con una pendiente de 1 en 4 desde la base del grupo de pilotes, tal como se ilustra en la Figura 7.26. Para los suelos ubicados debajo del nivel freático se utilizan los pesos unitarios sumergidos.

Para los suelos cohesivos el bloque utilizado para resistir el levantamiento en corte no drenado se debe tomar de la Figura 7.26. La resistencia nominal contra el levantamiento del grupo se toma de acuerdo con la ecuación 7.79.

$$Q_n = \emptyset_{ug} = (2XZ + 2YZ)\bar{S}_u + W_g \qquad [7.79]$$

Donde: X: Ancho del grupo de pilotes, como se ilustra en la Figura 7.27.

Y: Longitud del grupo de pilotes, como se ilustra en la Figura 7.27.

Z: Profundidad del bloque de suelo debajo del cabezal de los pilotes considerada como se ilustra en la Figura 7.27.

$\overline{S_u}$: Resistencia al corte no drenada promedio a lo largo del fuste de los pilotes.

W_g: Peso del bloque formado por el suelo, los pilotes y el cabezal.

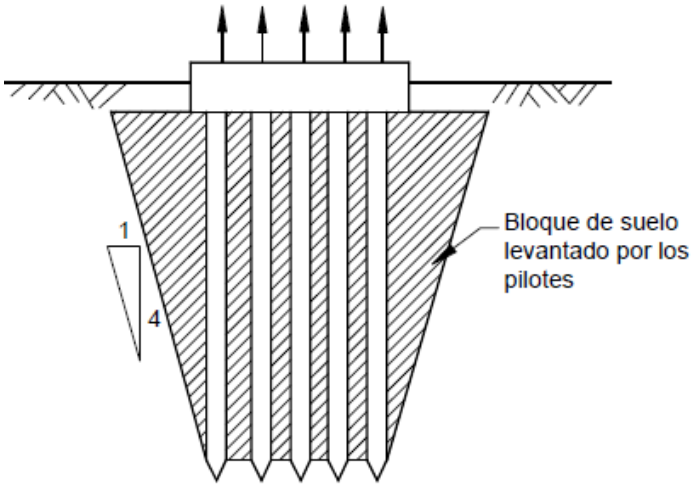


Figura 7.26. Levantamiento de un grupo de pilotes poco separados en suelos no cohesivos (Tomlinson 1987)

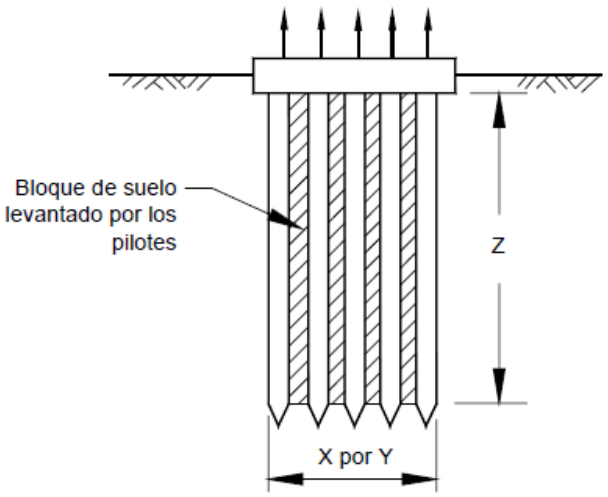


Figura 7.27. Levantamiento de un grupo de pilotes en suelos cohesivos (Tomlinson 1987)

7.6.2.2.10. Pilotes prebarrenados

Métodos analíticos

Los pilotes prebarrenados en suelos cohesivos se deben diseñar mediante métodos basados en tensiones totales y efectivas para condiciones de carga no drenada y drenada, respectivamente.

Los pilotes prebarrenados en suelos no cohesivos se deben diseñar mediante métodos basados en tensiones efectivas para condiciones de carga drenada o mediante métodos empíricos con base en resultados de ensayos realizados *in situ*.

7.6.2.2.11. Capacidad de carga vertical del suelo

a) Resistencia de fricción Q_{su}

Pilotes en arcilla - Capacidad de carga no drenada

La resistencia de fricción unitaria nominal de los pilotes pre-excavados en suelo cohesivo bajo condiciones de carga no drenadas, se puede estimar según la ecuación 7.80.

$$q_{sui}=\alpha S_u \qquad [7.80]$$

Donde: S_u: Resistencia al corte media en condición no drenada (c_u) (ver Tabla 7.12).

α: Factor de adherencia (adimensional).

Se debe considerar que el segmento inferior de los pilotes prebarrenados, que se ilustrada en la Figura 7.28, no contribuye al desarrollo de resistencia por fricción superficial.

Los valores de α para los pilotes prebarrenados excavados en seco en pozos abiertos o encamisados deben ser como se especifica en la Tabla 7.12.

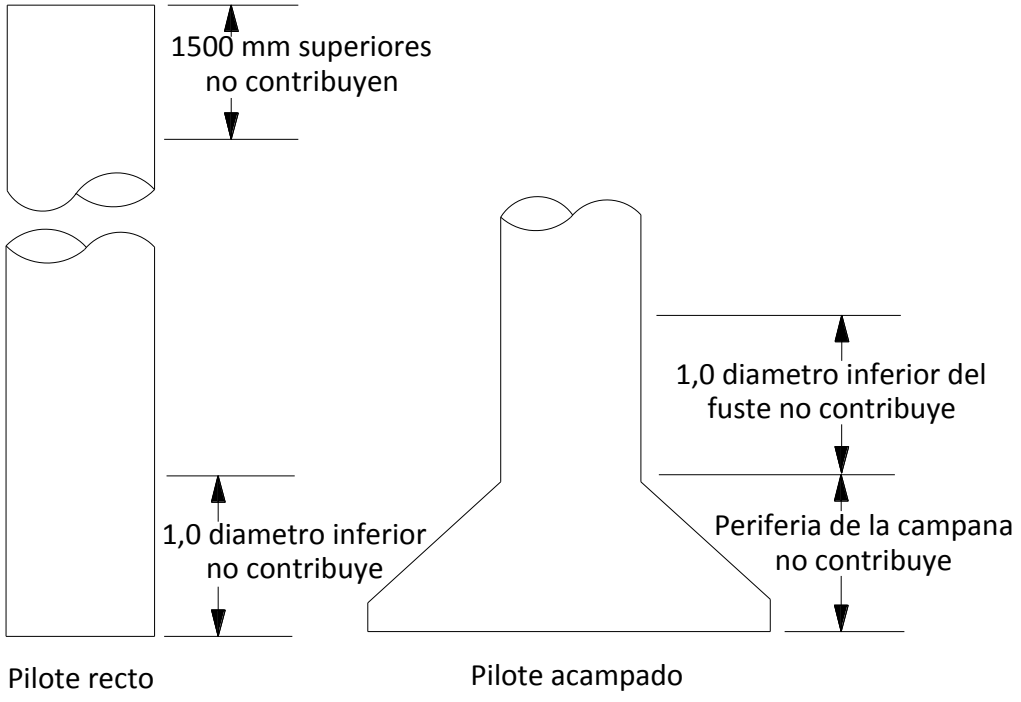


Figura 7.28. Zonas que no se consideran al calcular la resistencia por fricción (Reese y O'Neil 1988)

Tabla 7.12. Valores de α (Reese y O´Neil 1988) (AASHTO, 2004)

S_u (MPa)	α
<0,2	0,55
0,20 – 0,30	0,49
0,30 – 0,40	0,42
0,40 – 0,50	0,38
0,50 – 0,60	0,35
0,60 – 0,70	0,33
0,70 – 0,80	0,32
0,80 – 0,90	0,31
>0,90	Tratar como roca

En pilotes pre barrenados construidos en seco, el factor de adherencia se puede relacionar con el índice de plasticidad IP, para el rango de 15<IP<80; según Stewart y Kulhawy (1981):

- Para arcillas sobreconsolidadas:

$$\alpha=0,7-0,01IP \quad [7.81]$$

- Para arcillas ligeramente sobreconsolidadas (RSC≤2):

$$\alpha=0,9-0,01IP \quad [7.82]$$

- En arcillas normalmente consolidadas

$$\alpha=0,9-0,004IP \quad [7.83]$$

En pilotes prebarrenados construidos utilizando bentonita el valor de α se puede tomar como 1/2 a 2/3 de los valores obtenidos mediante las ecuaciones 7.81, 7.82 y 7.83.

Pilotes en suelos granulares

- **Método de Touma y Reese (1974)**

De acuerdo con AASHTO (2004), La resistencia unitaria de fricción q_s de los pilotes pre excavados en arena se determina utilizando la ecuación 7.84.

$$q_{sui}=K\sigma'_v \tan \emptyset < 0{,}24 \text{ MPa} \quad [7.84]$$

Donde: K: Factor de transferencia de carga (adimensional) (ver Tabla 7.13).

σ'_v: Esfuerzo efectivo vertical del suelo en el elemento i del fuste.

$\emptyset$: Ángulo de fricción interna de la arena.

Tabla 7.13. Procedimientos para estimar K (Touma y Reese, 1974)

K	D_b (mm)
0,7	≤7500
0,6	$7500 \leq D_b \leq 12000$
0,5	$D_b > 12000$

Donde: D_b: Profundidad embebida del pilote pre barrenado en el estrato de arena portante.

- **Método de Reese y O'Neil (1988)**

La resistencia unitaria de fricción q_s de los pilotes se toma de acuerdo con la ecuación 7.85 de Reese y O'Neil (1988)

$$q_{su}=\beta\sigma'_v \leq 0{,}19 \text{ MPa} \quad \text{para } 0{,}25 \leq \beta \leq 1{,}2 \quad [7.85]$$

Donde: β: Coeficiente de transferencia de carga (adimensional) (ver ecuación 7.86).

$\sigma_v^{'}$: Esfuerzo efectivo vertical del suelo en el elemento i del fuste.

$$\beta=1,5-0,0077\sqrt{z} \quad [7.86]$$

Donde: z: Profundidad por debajo del terreno.

Según el *U. S. Army Corps of Engineers* (1991), la resistencia unitaria por fricción también se puede determinar mediante la ecuación 7.87

$$q_{sui}=f_s=\beta\sigma_v^{'} \quad [7.87]$$

$$\beta=k\tan\emptyset_a \quad [7.88]$$

Donde: β: Factor de presión lateral de tierra y ángulo de Fricción.

k: Coeficiente de presión lateral de tierras (ver Figura 7.29).

$\emptyset_a$: Angulo de fricción interna entre el suelo y el fuste.

$\sigma_v^{'}$: Esfuerzo efectivo vertical del suelo en el elemento i del fuste.

El esfuerzo efectivo vertical $\sigma_v^{'}$, está limitado por la relación $(L_B/D)_{cr}$, que se obtiene de la Figura 7.30.

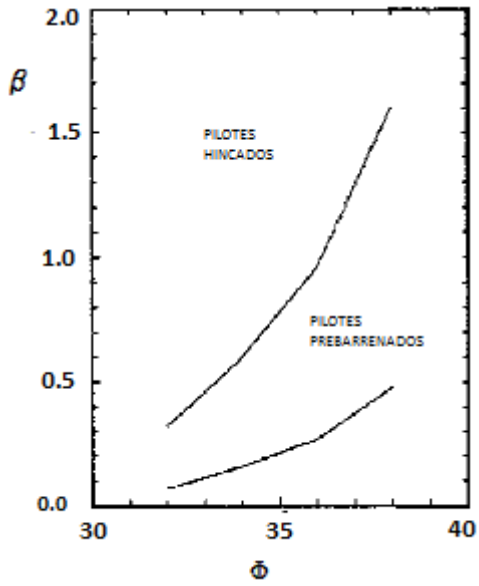


Figura 7.29. Factor de presión lateral de tierra y ángulo de fricción, Meyerhoff (1976) y Poulos y Davis (1980) (Adaptado US ARMY)

b) Resistencia de punta Q_{pu}

La resistencia por punta última en la punta del pilote, se determina mediante la ecuación 7.89.

$$q_p = cN_cS_{cp} + \sigma'_vN_qS_{qp} + \frac{D}{2}\gamma N_\gamma S_{\gamma p} \qquad [7.89]$$

La ecuación 7.90 se simplifica a la ecuación 7.89, eliminando el término N_γ, compensando con el peso del pilote y asumiendo que el peso unitario del suelo es aproximadamente igual al peso unitario del pilote $\gamma \cong \gamma_p$.

$$q_p = cN_cS_{cp} + \sigma'_vN_qS_{qp} \qquad [7.90]$$

Donde: c: Cohesión del suelo bajo la punta del pilote.

σ'_v: Esfuerzo efectivo vertical en la punta del pilote.

γ: Peso unitario del suelo en la punta del pilote.

D: Diámetro o ancho del pilote.

N_c, N_q, N_γ: Factores de capacidad de carga adimensionales que dependen del ángulo de fricción interna Ø.

S_{cp}, S_{qp}, $S_{\gamma p}$: Factores adimensionales para considerar el efecto de la forma de la cimentación.

Pilotes en arcilla - Capacidad de carga no drenada

Para calcular la resistencia de punta unitaria se puede utilizar la ecuación 7.91.

$$q_p = N_c S_u \leq 4{,}0 \text{ kPa} \qquad [7.91]$$

Donde: N_c: Factor de capacidad de carga $N_c = 6\left[1+0{,}2\left(\frac{L}{D}\right)\right] \leq 9$

S_u: Resistencia al corte no drenada (MPa).

L: Longitud de Penetración del pilote prebarrenado (mm).

D: Diámetro del pilote prebarrenado (mm).

El valor de S_u se determina a partir de los resultados de ensayos *in situ* y/o en laboratorio de muestras no alteradas, obtenidas en una profundidad de 2,0 diámetros por debajo de la punta del pilote. Si el suelo a 2,0 diámetros debajo de la punta tiene $S_u < 0{,}024$ MPa, el valor de N_c se debe reducir en un tercio.

Para los pilotes prebarrenados en arcillas con $S_u > 0{,}096$ MPa y D> 1900 mm y para los cuales no se evalúan los asentamientos, el valor de q_p se debe reducir a q_{pr} utilizando la siguiente ecuación:

$$q_{pr} = q_p F_r \qquad [7.92]$$

Donde: F_r: Factor de reducción (ver ecuaciones 7.93 7.94 y 7.95).

$$F_r = \frac{760}{12aD+760b} \leq 1{,}0 \qquad [7.93]$$

$$a=0,0071+0,0021\frac{L}{D}\leq 0,015 \qquad [7.94]$$

$$b=1,45\sqrt{2S_u} \quad \text{con } 0,5\leq b\leq 1,5 \qquad [7.95]$$

Donde: D: Diámetro de la punta (mm).

Pilotes en suelos granulares

La capacidad de carga por punta se puede estimar de acuerdo con la ecuación 7. 96.

$$q_p=\sigma_v^{'}N_qS_{qp} \qquad [7.96]$$

- **Método de Vesic (1977)**

  Vesic propuso un método para estimar la capacidad de carga de punta con base en la teoría de expansión de cavidades, de acuerdo con esta, los factores de capacidad de carga de la ecuación 7.96 se pueden estimar utilizando las ecuaciones 7.97, 7.98, 7.99 y 7.100.

$$N_q=\frac{3}{3-\sin\phi}e^{\frac{(90-\phi)\pi}{180}\tan\phi}\tan^2\left[45+\frac{\phi}{2}\right]I_{rr}^{\frac{4\sin\phi}{3(1+\sin\phi)}} \qquad [7.97]$$

$$I_{rr}=\frac{I_r}{1+\epsilon_v I_r} \qquad [7.98]$$

$$I_r=\frac{G_s}{c_u+\sigma_v^{'}\tan\phi} \qquad [7.99]$$

$$\epsilon_v=\frac{1-2\vartheta_s}{2(1-\vartheta_s)}\cdot\frac{\sigma_v^{'}}{G_s} \qquad [7.100]$$

Donde: I_{rr}: Índice de rigidez reducida del suelo.

I_r: Índice de rigidez.

ϵ_v: Deformación volumétrica promedio en la zona plástica debajo de la punta del pilote.

ϑ_s: Relación de Poisson del suelo.

G_s: Módulo cortante del suelo $G_s = \frac{E_s}{2(1+\vartheta)}$.

c_u: Cohesión no drenada.

$\emptyset$: Ángulo de fricción interna del suelo.

σ'_v: Esfuerzo efectivo vertical en la punta del pilote.

Para condiciones sin cambio de volumen (arena densa o arcilla saturada) donde ϑ_s=0,5, y ϵ_v=0, el índice de rigidez $I_r = I_{rr}$, el factor de forma S_{cp}=1,0 y S_{qp} se determina con la ecuación 7.101.

$$S_{qp} = \frac{1+2K_0}{3} \quad [7.101]$$

$$K_0 = (1 - \sin \emptyset) RSC^{\sin \emptyset} \quad [7.102]$$

Donde: K_0: Coeficiente de presión de tierras en reposo.

RSR: Relación de sobreconsolidación.

Si la relación de sobreconsolidacion no se conoce, se puede utilizar la ecuación de Jaky, que se presenta a continuación:

$$K_0 = (1 - \sin \emptyset) \quad [7.103]$$

En caso, que únicamente se conozca $\emptyset$, se puede utilizar una alternativa al método de Vesic, de acuerdo con la ecuación 7.104

$$N_q = (1 + \tan \emptyset)\, e^{\tan \emptyset} \tan^2 \left[45 + \frac{\emptyset}{2}\right] \quad [7.104]$$

- **Método de Nordlund y Meyerhoff (1976)**

Los métodos de Nordlund y Meyerhof, para estimar la capacidad de carga y los factores de corrección de la ecuación 7.58, consideran que el esfuerzo efectivo vertical llega a un valor límite que se vuelve

constante, a cierta profundidad denominada profundidad crítica L_b, la cual se alcanza a una profundidad aproximada de diez veces el ancho o diámetro del pilote 10D.

La relación de profundidad crítica $(L_b/D)_{cr}$, donde D es el diámetro del pilote se puede encontrar en la Figura 7.30.

Para este caso la capacidad de carga no debe exceder el valor de la resistencia de punta límite q_l.

$$q_p \leq q_l (kN/m^2) = 50 N_q \tan \emptyset \qquad [7.105]$$

Todos los términos ya fueron definidos.

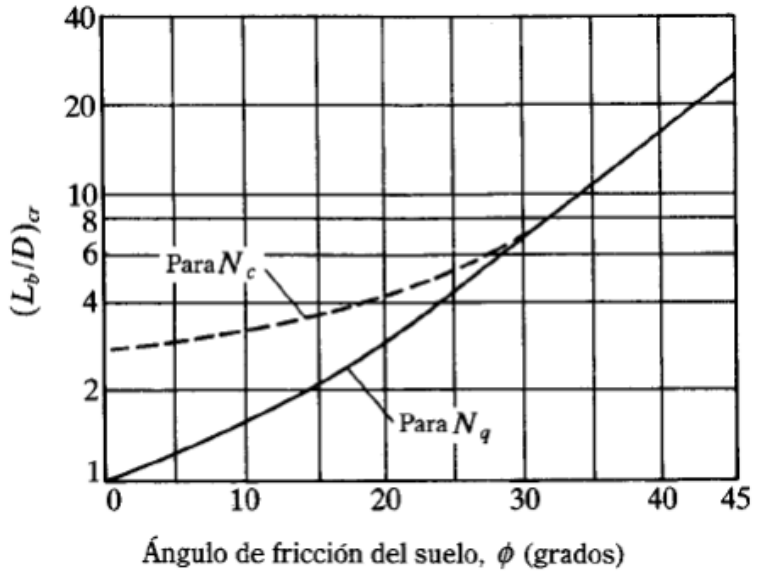


Figura 7.30. Variación de la resistencia unitaria de punta en una arena homogénea (Meyerhof, 1976)

Los valores de N_c, N_q se pueden hallar en la Figura 7.31.

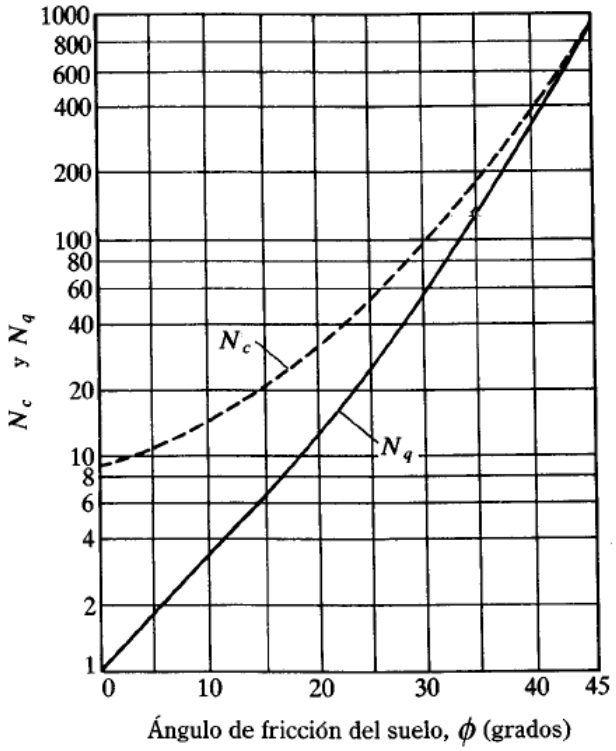


Figura 7.31. Factores de capacidad de carga adimensionales que dependen del ángulo de fricción interna Ø. (Meyerhof, 1976)

- **Método de Touma y Reese (1974)**

  La resistencia unitaria en la punta q_p, se puede calcular mediante las ecuaciones 7.106, 7.107 y 7.108.

  Para arenas sueltas:

$$q_p(\text{MPa}) = 0{,}0 \qquad [7.106]$$

  Para arenas medianamente densas:

$$q_p\,(\text{MPa}) = \frac{1{,}5}{k} \qquad [7.107]$$

  Para arenas muy densas:

$$q_p\,(\text{MPa}) = \frac{3{,}8}{k} \qquad [7.108]$$

Donde: K: Factor de transferencia de carga (adimensional) (ver Tabla 7.14).

Tabla 7.14. Procedimientos para estimar K (Touma y Reese, 1974)

K	D_p (mm)
1,0	D_p<500
$0{,}6D_p$	D_p≥500
Aplicable solamente si D_p > 10D	

Donde: D_p: Diámetro en la punta del pilote prebarrenado (mm).

Ejemplo 3

Se desea determinar la capacidad de carga de un pilote recto prebarrenado de concreto de 0,60 m de diámetro y de 10 m de longitud, atraviesa dos estratos uno de arcilla ligeramente sobreconsolidada de 5 m de espesor con índice de plasticidad de 40%, peso unitario de 19 KN/m^3 y Cu = 95kN/m^2, que sobreyace a un estrato de arena fina de 5 m de espesor, con peso unitario de 16 KN/m^3, ϕ=36° y C_u=0 kN/m^2. La profundidad de empotramiento L_b dentro del estrato de arena es de 5 m. El nivel freático se encuentra bajo el nivel del terreno en la interfase entre la arcilla y la arena.

El peso unitario del concreto es de 24 kN/m^3, la carga de diseño es de 335 kN
Los resultados del ensayo de CPT indican que la resistencia al corte no drenado en la punta del cono qc es de 1915 kN/m^2 y en la arena de 7661 kN/m^2.

Solución

Se utiliza la ecuación 7.13

$$Q_{ult}=q_pA_p+A_s\sum_{i=1}^{n}q_{sui}-W$$

Determinación de los parámetros del suelo

$$\vartheta_s=0,3$$

Utilizando la ecuación 4.47 y la Tabla 4.58 del capítulo 4, de obtiene el módulo elástico de la arena, a partir de los resultados del ensayo de CPT.

Para q_c= 7661 kPa (80 tsf), la Tabla 4.58 no brinda un valor para α_c , por lo tanto se tomara el valor típico de α_c=3, para arenas.

Reemplazando en la ecuación 4.47

$$E_d=\alpha_c q_c=3*7661=22983 \text{ kPa}\approx 23000 \text{ kPa}$$

Para determinar el módulo de cortante de la arena G_s se utiliza la siguiente ecuación: $G_s=\frac{E_s}{2(1+\vartheta)}=\frac{23000}{2(1+0,3)}=8846.15 \text{ kPa}\approx 8846 \text{ kPa}$

Capacidad de carga de punta (ecuación 7.17)

$$Q_{pu}= q_p A_p=A_p\left[cN_c+\sigma_v^{'}N_q+0,5\gamma BN_\gamma\right]$$

Para el caso de la arena, tomando la ecuación 7.96 de Vesic se tiene que:

$$Q_{pu}= q_p A_p=A_p\left[\sigma_v^{'}N_q S_{qp}\right]$$

Esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote

$$\sigma_v^{'}=5*19+5(16-9,8)=171 \text{ kN/m}^2$$

Factor de carga N_q (ecuación 7.97)

$$N_q=\frac{3}{3-\sin\emptyset}e^{\frac{(90-\emptyset)\pi}{180}\tan\emptyset}\tan^2\left[45+\frac{\emptyset}{2}\right]I_{rr}^{\frac{4\sin\emptyset}{3(1+\sin\emptyset)}}$$

De la ecuación 7.100

$$\epsilon_v=\frac{1-2\vartheta_s}{2(1-\vartheta_s)}\cdot\frac{\sigma_v^{'}}{G_s}$$

$$\epsilon_v = \frac{1-2\vartheta_s}{2(1-\vartheta_s)} \cdot \frac{\sigma'_v}{G_s} = \frac{1-2*0,3}{2(1-0,3)} \cdot \frac{171}{8846} = 0,005523$$

De la ecuación 7.99

$$I_r = \frac{G_s}{c_u + \sigma'_v \tan \emptyset}$$

$$I_r = \frac{G_s}{c_u + \sigma'_v \tan \emptyset} = \frac{8846}{95+171 \tan 36} = 40,35$$

De la ecuación 7.98 $I_{rr} = \frac{I_r}{1+\epsilon_v I_r}$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1+\epsilon_v I_r} = \frac{40,35}{1+0,0055*40,35} = 33,02$$

$$N_q = \frac{3}{3-\sin 36} e^{\frac{(90-36)\pi}{180} \tan 36} \tan^2 \left[45 + \frac{36}{2}\right] (33,02)^{\frac{4 \sin 36}{3(1+\sin 36)}} = 53,38$$

De la ecuación 7.64 $S_{qp} = \frac{1+2K_0}{3} = \frac{1+2(1-\sin 36)}{3} = 0,608$

La capacidad de carga unitaria es:

$$q_p = \sigma'_v N_q S_{qp} = 171*53,38*0,608 = 5549,81 \approx 5550 kPa$$

La sección transversal en la punta del pilote es:

$$A_p = \pi \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{(0,6)^2}{4} = 0,2827 \ m^2$$

La capacidad de carga es:

$$Q_{pu} = q_p A_p = 0,2827*5550 = 1569 \ kN$$

Determinación de la capacidad de carga de fricción (ecuación 7.14):

$$Q_{su} = q_{sui} A_s = \sum q_s p \Delta L$$

La resistencia unitaria de fricción se determinara con el método α:

$$q_{sui}=\alpha S_u$$

Para el estrato de arcilla, de la ecuación 7.55 para arcillas ligeramente sobreconsolidadas:

$$\alpha=0,9-0,01IP=0,9-0,001*0,4=0,8996\approx 0,90$$

$$q_{sui}=\alpha S_u=0,9*95=85,5\ kPa$$

En el estrato de arena

$$S_u=95\ kPa=0,095\ MPa,$$

De la Tabla 7.14 se obtiene $\alpha=0,55$

$$q_{sui}=\alpha S_u=0,55*95=52,25kpa$$

$$q_s=K\sigma_v^{'}\tan \emptyset < 0,24\ MPa$$

De acuerdo con la Tabla 7.13 y Figura 7.28.

Para $D_b=5-0,6=4.4\ m=4400\ mm\leq 7500\ mm$, entonces $K=0,7$

De acuerdo con la Figura 7.18, la relación $(L_b/D)_{cr}=10$, por lo tanto la Longitud critica $L_b=10*0,6=6\ m$

El esfuerzo efectivo vertical es:

$$\sigma_v^{'}=(5-1,5)*19+1*(16-9,8)=72,7\ kPa$$

$$q_{sui}=0,7*72,7\tan 36=36,97\ kpa=0,037\ MPa<0,24\ MPa$$

La capacidad de carga por fricción es:

$$Q_{su}=q_{sui}A_s=\sum q_s p\Delta L$$

$$Q_{su}=\pi*0,6[(85,5*3,5)+(36,97*1)]=633,76\ kN\approx 634kN$$

Peso del pilote $W=\frac{\pi D^2}{4}\left[L_{arcilla}\gamma_{conc}+L_{arena}\gamma'_{conc}\right]$

$$W=\frac{\pi(0,6)^2}{4}[5*24+5*(24-9,8)]=54\ kN$$

Capacidad de carga última total

$$Q_{ult}=q_pA_p+A_s\sum_{i=1}^{n}q_{sui}-W$$

$$Q_{ult}=1569+634-54=2149\ kN$$

$$FS=\frac{2149}{335}=6,4$$

7.6.2.2.12. Métodos basados en ensayos *in situ*

El ángulo de fricción interna de las arenas se puede relacionar con el número de golpes del SPT o con la resistencia a la penetración del cono CPT, de acuerdo con los valores que brinda la Tabla 7.15; o consultando el Capítulo 4 de este Manual.

Tabla 7.15. Ángulo de fricción interna de las arenas (AASHTO, 2004)

CONSISTENCIA	Ø	N (SPT)	q_c (MPa)
Muy suelta	<30°	0 - 4	<1,9
Suelta	30 - 35°	4 - 10	1,9 – 3,8
Media	35° - 40°	10 - 30	3,8 - 11
Densa	40° - 45°	30 - 50	11 - 19
Muy densa	>45°	>50	>19

a) Resistencia de fricción Q_{su}

Ensayo Normal de Penetración SPT

La resistencia unitaria de fricción q_s se determina por cualquiera de los tres métodos especificados en la Tabla 7.16.

Tabla 7.16. Procedimientos para estimar la resistencia unitaria de fricción q_s en función del número de golpes del SPT no corregido N (AASHTO, 2004)

REFERENCIA	DESCRIPCIÓN
Meyerhof (1976)	q_s=0,00096N
Quiros y Reese (1977)	q_s=0,0025N<0,19 MPa
Reese y Wright (1977)	Para N≤53 q_s=0,0028N
	Para 53<N≤100 q_s=0,00021(N-53)+0,15

b) Resistencia de punta Q_{pu}

Ensayo Normal de Penetración SPT

Ensayos de carga realizados indican que se requieren grandes asentamientos para movilizar la máxima resistencia de punta de los pilotes perforados en arena. Debido a que la mayoría de las estructuras no admiten grandes asentamientos, los procedimientos para calcular la resistencia de punta unitaria, q_p, se basan en un movimiento descendente igual ya sea a 25mm (Touma y Reese1974; Quiros y Reese1977) o 5 por ciento del diámetro de la base (Reese y Wright 1977; Reesey O'Neill 1988).

La expresión de Meyerhoff (1976) para determinar la resistencia de punta se basa en suponer que la resistencia de punta aumenta linealmente en función de la profundidad embebida hasta una profundidad límite igual a 10 diámetros del pilote; más allá de esta profundidad la resistencia de punta permanece constante.

Comparando los métodos de la Tabla 7.17, se observa que, dadas las

mismas condiciones, con ellos se pueden obtener estimaciones muy variables de la capacidad. Desafortunadamente, la información disponible en la actualidad sobre ensayos de carga in situ no es suficiente para determinar cuál de los métodos es más confiable y de aplicación más generalizada.

La resistencia unitaria de fricción q_s se puede determinar según los métodos de la Tabla 7.17.

Tabla 7.17. Procedimientos para estimar la resistencia unitaria de punta q_p (AASHTO, 2004)

REFERENCIA	DESCRIPCIÓN
Meyerhof (1976)	$q_p(MPa)=\frac{0,013N_{corr}D_b}{D_p}<0,13N_{corr}$ para arena $q_p(MPa)=\frac{0,013N_{corr}D_b}{D_p}<0,096N_{corr}$ para limos no plásticos
Reese y Wright (1977)	$q_p(MPa)=0,064N$ para $N\leq 60$
	$q_p(MPa)=3,8$ para $N>60$
Reese y O'Neill (1988)	$q_p(MPa)=0,057N$ para $N\leq 75$
	$q_p(MPa)=4,3$ para $N>75$

La siguiente es la simbología de la Tabla 7.17:

N_{corr}: Número de golpes del SPT corregido para considerar la presión debida a la sobrecarga de suelo, σ'_v(ver ecuación 7.109).

N: Número de golpes del SPT no corregido.

D_p: Diámetro de la punta del pilote prebarrenado (mm).

D_b: Profundidad embebida del pilote prebarrenado en el estrato de arena portante (mm).

σ'_v: Tensión vertical efectiva (MPa).

$$N_{corr} = \left[0{,}77 \log\left(\frac{1{,}92}{\sigma'_v}\right)\right] N \qquad [7.109]$$

Para las bases que tienen un diámetro mayor que 1270mm, q_p se debe reducir de acuerdo con la ecuación 7.110.

$$q_{pr} = \frac{1270}{D_p} q_p \qquad [7.110]$$

Ensayo presurimétrico

La ecuación 7.111 permite determinar la resistencia unitaria nominal de la base de los pilotes prebarrenados empotrados en roca usando los resultados de ensayos presiométricos (*Canadian Geotechnical Society*, 1985):

$$q_p = K_b(P_1 - P_0) + \sigma_v \qquad [7.111]$$

Donde: P_1: Presión límite determinada a partir de ensayos presiométricos promediados en una distancia igual a 2,0 diámetros por encima y por debajo de la base (MPa).

P_0: Tensión horizontal total en reposo medida al nivel de la base (MPa).

σ_v: Tensión vertical total al nivel de la base (MPa).

K_b: Coeficiente que depende de la relación entre el diámetro y la profundidad del empotramiento en roca como se indica en la Tabla 7.18.

Tabla 7.18. Valores para K_b (CGS, 2008)

H_s/D_s	K_b
0	0,8
1	2,8
2	3,6
3	4,2
5	4,9
7	5,2

7.6.2.2.13. Capacidad de carga vertical en roca

a) Método propuesto por la AASHTO

Según la AASHTO, al determinar la resistencia axial de los pilotes prebarrenados empotrados en roca se puede ignorar la resistencia lateral de los depósitos de suelo que yacen sobre la roca.

Si la roca es degradable se considera el uso de procedimientos constructivos especiales, empotramientos de mayores dimensiones, o empotramientos de menor resistencia.

El procedimiento asume que:

- La roca está razonablemente sana.
- La resistencia de la roca medida durante la investigación del predio no se deteriorará durante la construcción aun cuando se utilice agua u otros fluidos de perforación.
- El fluido de perforación utilizado no formará una película lubricada en los laterales de la perforación para el empotramiento.
- El fondo de la perforación para el empotramiento se ha limpiado adecuadamente. Esto es particularmente importante si la capacidad del pilote perforado se basa en la resistencia de punta.

Los pasos del procedimiento de diseño son los siguientes:

Paso 1. Estimar el asentamiento de la parte del pilote prebarrenado que está empotrada en roca. Este asentamiento tiene dos componentes:

a) Acortamiento elástico del pilote perforado, ρ_e(mm), que se puede tomar según la ecuación 7.112.

$$\rho_e = \frac{(\sum P_i) H_s}{A_{soc} E_c} \qquad [7.112]$$

Donde: H_s: Profundidad del empotramiento (mm).

$\sum P_i$: Carga de trabajo en la parte superior del empotramiento (N).

A_{soc}: Área de la sección transversal del empotramiento (mm^2).

E_c: Módulo de elasticidad del hormigón en el empotramiento, considerando la rigidez de cualquier armadura que hubiera (MPa).

b) Asentamiento de la base del pilote prebarrenado, ρ_{base} (mm), se puede tomar según la ecuación 7.113:

$$\rho_{base} = \frac{(\sum P_i) I_P}{D_s E_r} \qquad [7.113]$$

Donde: I_p: Coeficiente de influencia obtenido de la Figura 7.32 (adimensional)

D_s: Diámetro de la base del empotramiento en roca del pilote perforado (mm).

E_r: Módulo de elasticidad de la roca *in situ*, tomando en cuenta las fisuras y su separación (MPa).

El módulo de elasticidad de la roca *in situ*, E_r, se puede tomar de acuerdo con la ecuación 7.114:

$$E_r = K_e E_i \qquad [7.114]$$

Donde: E_i: Módulo de la roca intacta determinado ya sea mediante ensayos o utilizando la Figura 7.33 (MPa).

K_e: Relación de modificación del módulo, relacionado con el RQD, como se ilustra en la Figura 7.34 (adimensional).

Paso 2. Calcular $\rho_e+\rho_{base}$. Si la sumatoria es menor que 10mm, calcular la capacidad de carga exclusivamente en base a la resistencia lateral (pasar al Paso 3). Si la sumatoria es mayor que 10 mm, calcular la capacidad de carga exclusivamente en base a la resistencia de la base (pasar al paso 4).

Paso 3. Determinar la resistencia lateral de los pilotes perforados empotrados en roca de la siguiente manera:

- Si la resistencia a la compresión uniaxial de la roca q_u es ≤ 1,9 MPa la resistencia lateral unitaria q_s se puede tomar de acuerdo con Carter y Kulhawy (1988), según las ecuaciones 7.115 y 7.116.

$$Q_R=\emptyset Q_n=\emptyset_s Q_{SR} \quad [7.115]$$

$$q_s=0,15q_u \quad [7.116]$$

Donde: Q_R: Resistencia de fricción mayorada de los pilotes Perforados.

Q_n: Resistencia nominal.

Q_{SR}: Resistencia de fricción de los pilotes perforados empotrados en roca.

$\emptyset$: Factor de resistencia.

$\emptyset_s$: Factor de resistencia de fricción.

q_u: Resistencia a la compresión uniaxial de la roca.

- Si la resistencia a la compresión uniaxial de la roca o del hormigón del pilote perforado es mayor que 1,9 MPa, q_s se puede tomar de acuerdo con Horvath y Kenney (1979), según la ecuación 7.117.

$$q_s=0,21\sqrt{q_u} \quad [7.117]$$

Donde q_s y q_u se expresan en MPa.

Paso 4. La resistencia mayorada de la base del empotramiento en roca de un pilote perforado se puede determinar a partir de la resistencia a la compresión uniaxial utilizando cualquier conjunto de unidades consistente (*Canadian Geotechnical Society,* 1985) mediante la ecuación 7.118.

$$Q_R = \emptyset Q_n = \emptyset_p Q_p \qquad [7.118]$$

Donde: Q_p: Resistencia de punta del pilotes perforados empotrados en roca.

$\emptyset_p$: Factor de resistencia de punta.

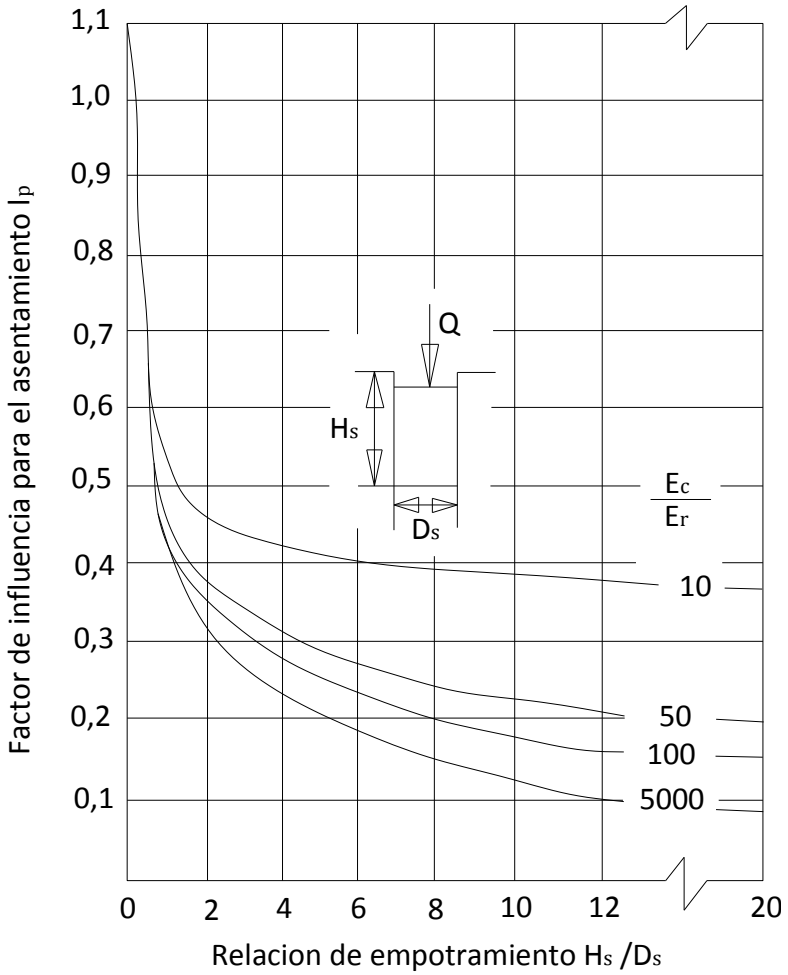


Figura 7.32. Factor de influencia para el asentamiento elástico en función de la relación de empotramiento y la relación de módulos (de acuerdo con Donald et al. (1980), según la presentación de Reese y O'Neill (1988))

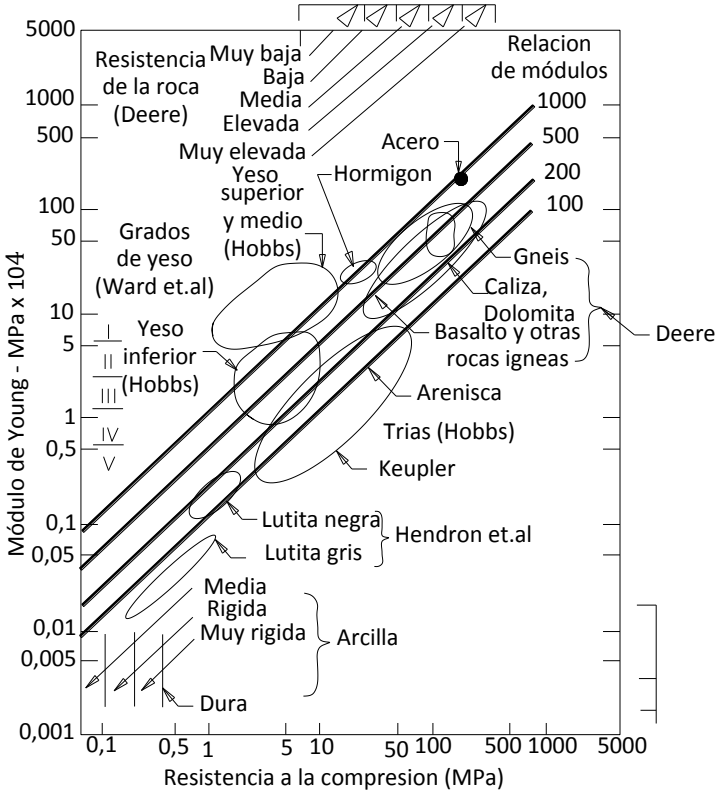


Figura 7.33. Clasificación de las rocas intactas (de acuerdo con Deer (1968), y Peck (1976), según la presentación de Reese y O'Neill (1988))

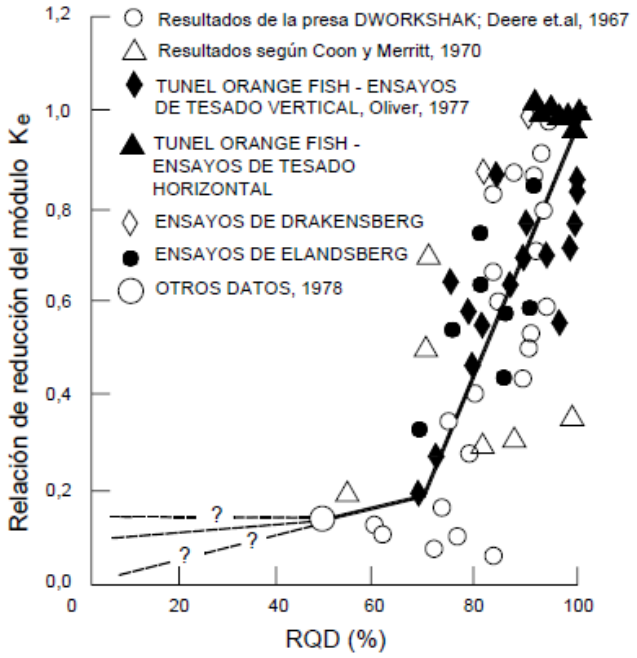


Figura 7.34. Relación de reducción del módulo en función del RQD (de acuerdo con Bieniawski (1984), según la presentación de Reese y O'Neill (1988))

b) Método propuesto por la *Canadian Foundation Engineering Manual*

Para determinar la capacidad de carga admisible por punta en roca, el Manual Canadiense propone el método de Landayi y Roy (1971), el cual se desarrolla en el Capítulo 6 de este Manual de acuerdo con la ecuación 6.39. y con el numeral 7.6.2.2.2 de este mismo capítulo.

De igual forma los planteamientos que ofrece el numeral 6.9.3.2. en las secciones de métodos semiempricos y de procedimientos teóricos, contenidas en el Capítulo 6 de este Manual, pueden ser aplicados en el caso de las cimentaciones profundas.

7.6.2.2.14. Ensayos de Carga

Si se utilizan ensayos de carga, estos ensayos se realizan con pilotes prebarrenados, construidos del mismo modo y de dimensiones y materiales idénticos a los programados para los pilotes a construir.

7.6.2.2.15. Resistencia contra el Levantamiento

Se debe considerar la resistencia contra el levantamiento cuando sobre los pilotes prebarrenados actúen cargas ascendentes. Si los pilotes prebarrenados están sujetos a fuerzas de levantamiento, se deben investigar tanto su resistencia al arrancamiento como su capacidad estructural, y la resistencia de su conexión a los elementos que soporta.

Resistencia contra el Levantamiento de un pilote prebarrenado Individual

La resistencia contra el levantamiento de un pilote prebarrenado individual de lados verticales se puede estimar de manera similar a la utilizada para determinar la resistencia lateral de los pilotes prebarrenados en compresión, tal como se especifica en las secciones correspondientes.

Al determinar la resistencia contra el levantamiento de un pilote con base acampanada se puede despreciar la resistencia lateral o de fricción por encima de la campana, y se puede asumir que la campana se comporta como un anclaje.

7.6.2.2.16. Resistencia a las cargas Laterales

El diseño de los pilotes prebarrenados cargados lateralmente debe tomar en cuenta los efectos de la interacción entre el pilote y el terreno, incluyendo el número de pilotes en el grupo.

Las cabezas de los pilotes perforados deben estar fijadas al cabezal.

Para los métodos de diseño se debe consultar el numeral 7.6.2.2.5.

7.7. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

7.7.1. Criterio para el Desplazamiento Lateral

Se deberán desarrollar criterios para los movimientos verticales y horizontales que sean consistentes con el tipo y función de la estructura, su vida de servicio anticipada y las consecuencias de los movimientos inaceptables sobre el comportamiento de la estructura.

Los criterios de movimiento admisible se deben establecer mediante procedimientos empíricos o mediante análisis estructurales, o bien considerando ambos métodos.

De acuerdo con la AASHTO (2004) y el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes – CCDSP-95 (MINISTERIO DE TRANSPORTE - INVIAS, 1995), en el caso de los puentes, no se deberían permitir distorsiones angulares entre cimentaciones adyacentes mayores que 0,008 en tramos simples ni mayores que 0,004 en tramos continuos (Moulton et al. 1985; Barker et al. 1991).

Según el CCDSP-95, el criterio del desplazamiento horizontal admisible, debe establecerse considerando los efectos de los movimientos verticales y horizontales; es así, que donde pueda presentarse una combinación de desplazamiento horizontal y vertical, los movimientos horizontales deben limitarse a una pulgada o menos. Cuando los desplazamientos verticales son pequeños, los desplazamientos horizontales deben limitarse a 1,5 pulgadas o menos (38 mm).

Si los movimientos estimados o reales exceden estos límites, debe recurrirse a

análisis especiales o medidas conducentes a limitar los movimientos.

7.7.2. Asentamientos

7.7.2.1. Pilotes hincados

7.7.2.1.1. Grupo de pilotes

Para el cálculo de los asentamientos de un grupo de pilotes, se asume que las cargas actúan sobre una zapata equivalente, ubicada a dos tercios de la profundidad embebida de los pilotes en el estrato que proporciona apoyo, como se ilustra en la Figura.

Para ello, la capacidad de carga del grupo de pilotes Q_g, se trasmite al suelo comenzando a una profundidad de $\frac{2D_b}{3}$ desde la parte superior del pilote, la carga se reparte con pendiente 2 vertical. 1 horizontal, a partir de esa profundidad. Se calcula el asentamiento para cada estrato real o estrato supuesto obteniéndose ΔS_i (asentamiento del estrato i), para luego determinar el asentamiento total del grupo de pilotes $S_g = \sum \Delta S_i$.

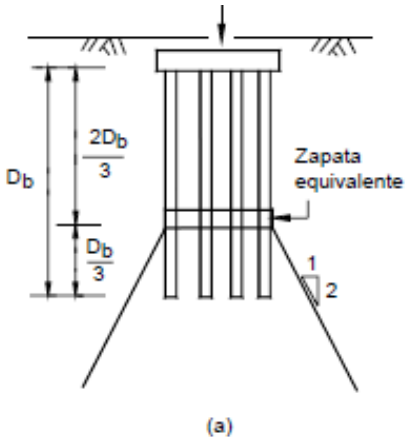


Figura 7.35. Ubicación de la zapata equivalente (Duncan y Buchignani 1976)

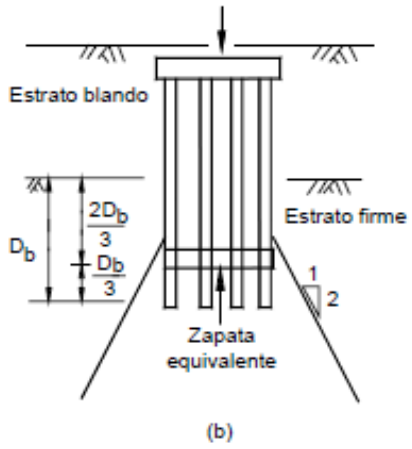


Figura 7.35. (Continuación) Ubicación de la zapata equivalente (Duncan y Buchignani 1976)

El asentamiento de una fundación con pilotes no debe ser mayor que el asentamiento admisible.

a) Suelos cohesivos

Para estimar el asentamiento de un grupo de pilotes se aplican los procedimientos utilizados para las fundaciones superficiales descritas en el Capítulo 6 de este Manual, usando la ubicación de la zapata equivalente, especificada en la Figura 7.35.

b) Suelos no cohesivos

El asentamiento de los grupos de pilotes en suelos no cohesivos se puede estimar utilizando los resultados de ensayos *in situ* y la ubicación de la zapata equivalente, especificada en la Figura 7.35.

El asentamiento de los grupos de pilotes en suelos no cohesivos (arenas y gravas) se puede estimar utilizando los resultados del ensayo normal de penetración SPT (Meyerhoff, 1976), correspondiente a las ecuaciones 7.119, 7.120, 7.121 y 7.122.

$$\rho = \frac{360 q I \sqrt{X}}{N_{corr}} \qquad [7.119]$$

$$\rho = \frac{q X I}{2 q_c} \qquad [7.120]$$

$$I=1-0,125\frac{D'}{X}\geq 0,5 \qquad [7.121]$$

$$N_{corr}=\left[0,77\log\left[\frac{1,92}{\sigma'_v}\right]\right]N \qquad [7.122]$$

Donde: q: Presión neta de fundación aplicada a $\frac{2D_b}{3}$ como se ilustra en la Figura 7.35; esta presión es igual a la carga aplicada en la parte superior del grupo dividida por el área de la zapata equivalente, y no incluye el peso de los pilotes ni del suelo entre los pilotes (MPa).

X: Ancho o menor dimensión del grupo de pilotes (mm).

ρ: Asentamiento del grupo de pilotes (mm).

I: Factor de influencia que considera la longitud embebida efectiva de un grupo de pilotes (adimensional).

D': Profundidad efectiva tomada como $\frac{2D_b}{3}$ (mm).

D_b: Profundidad embebida de los pilotes en un estrato que proporciona apoyo, como se especifica en la Figura 7.35 (mm).

N_{corr}: Promedio representativo del número de golpes del SPT corregido para considerar la sobrecarga de suelo en una profundidad X debajo de la zapata equivalente.

N: Número de golpes medidos del SPT en el área donde se determina el asentamiento.

σ'_v: Esfuerzo vertical efectivo (MPa).

q_c: Resistencia media a la penetración del cono estático en una profundidad X debajo de la zapata equivalente (MPa).

7.7.2.2. Pilotes prebarrenados

7.7.2.2.1. Pilotes individuales

El asentamiento de un pilote prebarrenado individual se estima considerando:

- El asentamiento inmediato.
- El asentamiento por consolidación, si el pilote está fundado en suelos cohesivos.
- La compresión axial del pilote perforado.

La relación entre transferencia de carga y asentamiento, para pilotes individuales y en grupo, es muy compleja, la mayoría de los procedimientos de análisis de asentamientos están basados en métodos empíricos y semiempíricos, que permiten sólo una aproximación al asentamiento real.

a) Métodos semiempíricos

El método semiempírico para calcular los asentamientos en pilotes individuales es el método propuesto por Vesic, el cual se ilustra mediante la ecuación 7.123.

$$S=S_s+S_{pp}+S_{ps} \qquad [7.123]$$

Donde: S: Asentamiento vertical total en la parte superior de un pilote.

S_s: Asentamiento debido a la deformación axial a lo largo del fuste del pilote.

S_{pp}: Asentamiento en la base del pilote debido a la transferencia de carga en la punta del pilote.

S_{ps}: Asentamiento en la base del pilote debido a la transferencia de carga a lo largo del pilote.

La deformación axial a lo largo del fuste del pilote está dada en la ecuación 7.124.

$$S_s=\left(Q_p+\alpha_s Q_s\right)\frac{L}{AE} \qquad [7.124]$$

Donde: Q_p: Resistencia de punta del pilote para la carga de diseño para la cual está siendo calculado el asentamiento.

α_s: Valor que depende de la distribución de la resistencia por fricción unitaria a lo largo del fuste.

Q_s: Resistencia de fricción del pilote para la carga de diseño para la cual está siendo calculado el asentamiento.

L: Longitud del pilote.

A: Área de la sección transversal del pilote.

E: Módulo de elasticidad del material del pilote.

Según Vesic (1967), la magnitud de α_s dependerá de la distribución de la resistencia por fricción superficial unitaria a lo largo del fuste, si la distribución de q_s es uniforme o parabólica, como se muestra en la Figura 7.36 entonces α_s =0,5, sin embargo, para una distribución triangular de q_s, la magnitud de α_s es aproximadamente de 0,67.

Los asentamientos en la base del pilote se calculan mediante las ecuaciones 7.125 y 7.126.

$$S_{pp}=\frac{C_p Q_p}{Dq} \qquad [7.125]$$

$$S_{ps}=\frac{C_s Q_s}{D_b q} \qquad [7.126]$$

Donde: C_p: Coeficiente empírico dado en la Tabla 7.19.

D: Diámetro o ancho del pilote.

q: Capacidad de carga última en la punta del pilote.

C_s: Coeficiente empírico (ver ecuación 7.127).

D_b: Longitud de empotramiento del pilote.

Los valores de C_p de la Tabla 7.19 se aplican en el caso de asentamientos a largo plazo, cuando el estrato resistente bajo el pilote se extiende en una profundidad de 10 D y el suelo tiene una firmeza mayor o igual a la que tiene en el nivel de la punta del pilote.

En el caso en que a una profundidad de 10 D se encuentre roca, el valor de C_p disminuye. Si existe roca a una profundidad de 5D, bajo la punta del pilote, se puede utilizar el 88% del valor de S_{pp}, y si se encuentra roca a una profundidad de 1D se puede utilizar el 51% de S_{pp} en el cálculo del asentamiento.

En caso que se encuentre un estrato bajo la punta del pilote altamente compresible, se requiere de un análisis de consolidación para determinar el asentamiento adicional que ocurrirá a largo plazo.

Tabla 7.19. Valores típicos de C_p (AASHTO, 2004)

TIPO DE SUELO	PILOTE HINCADO	PILOTE PREBARRENADO
Arena (densa a suelta)	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Arcilla (firme a blanda)	0,02 – 0,03	0,03 – 0,06
Limo (denso a suelto)	0,03 – 0,05	0,09 – 0,12

$$C_s = \left(0{,}93 + 0{,}16\sqrt{\frac{D_b}{D}}\right) C_p \qquad [7.127]$$

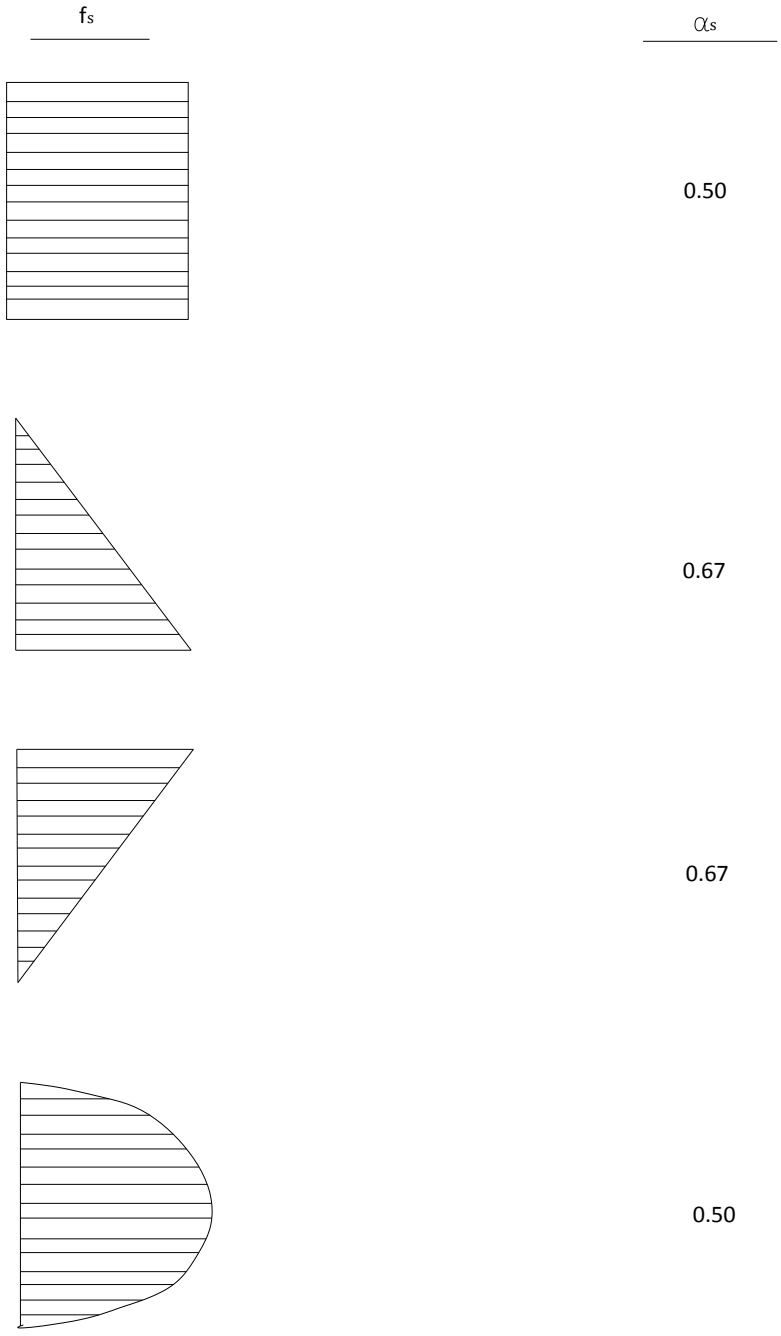


Figura 7.36. Distribución de la resistencia unitaria por fricción a lo largo del fuste del pilote (AASHTO, 2004)

7.7.2.2.2. Grupo de Pilotes

Se deben aplicar los requisitos del numeral 7.7.2.1.

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

AASHTO, AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. 2004. *LRFD Bridge Design Specifications.* Washington D.C. : s.n., 2004.

BOWLES, JOSEPH E. 1997. *Foundation Analysis and Design.* Quinta ed. 1997.

CGS, CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY. 2008. *Canadian Foundation Engineering Manual.* 4th Edition. Richmond : s.n., 2008.

CODUTO, DONALD P. 2001. *Foundation Design Principles and Practices.* Segunda ed. 2001.

DAS, BRAJA M. 2006. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones.* Quinta. s.l. : Thomson, 2006.

DELGADO V., MANUEL. 2005. *Ingeniería de Fundaciones.* Tercera reimpresión. Bogotá : s.n., 2005.

FHWA, FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. 2006. *Soils and Foundations: Reference Manual. National Highway Institute. NHI Course No. 132012.* Washington D.C. : s.n., 2006. Vol. 1. Publication No. FHWA NHI-06-088.

GEO, GEOTECHNICAL ENGINEERING OFFICE - The Government of the Hong Kong Special Administrativa Region. 2006. *Foundation Design and Construction.* Homantin, Kowloon : s.n., 2006. GEO No. 1/2006.

MINFOMENTO, MINISTERIO DE FOMENTO - DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS. 2004. *Guía de cimentaciones en obras de carreteras.* Madrid : s.n., 2004.

MINISTERIO DE TRANSPORTE - INVIAS. 1995. *Código Colombianos de Diseño Sísmico de Puentes.* Bogotá : s.n., 1995.

MOPU, MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO. DIRECCIÓN GENERAL DE PUERTOS Y COSTAS. 2005. *Recomendaciones para Obras Marítimas y Portuarias.* Madrid : s.n., 2005. ROM 0.5-05.

NSR-10, MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL-Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones Sismo resistentes. 2010. *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente.* Bogotá D.C. : s.n., 2010.

SCDOT, SOUTH CAROLINA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. 2010. *Geotechnical Design Manual.* 2010.

USACE, US ARMY CORPS OF ENGINEERS. 1992. *Engineer Manual - Bearing capacity of soils.* Washington D.C. : s.n., 1992.

WSDOT, WASHINGTON STATE DEPARMENT OF TRANSPORTATION. 2010. *Geotechnical Design Manual. Environmental and engineering programs.* Seattle : s.n., 2010.

8

ANÁLISIS DINÁMICOS

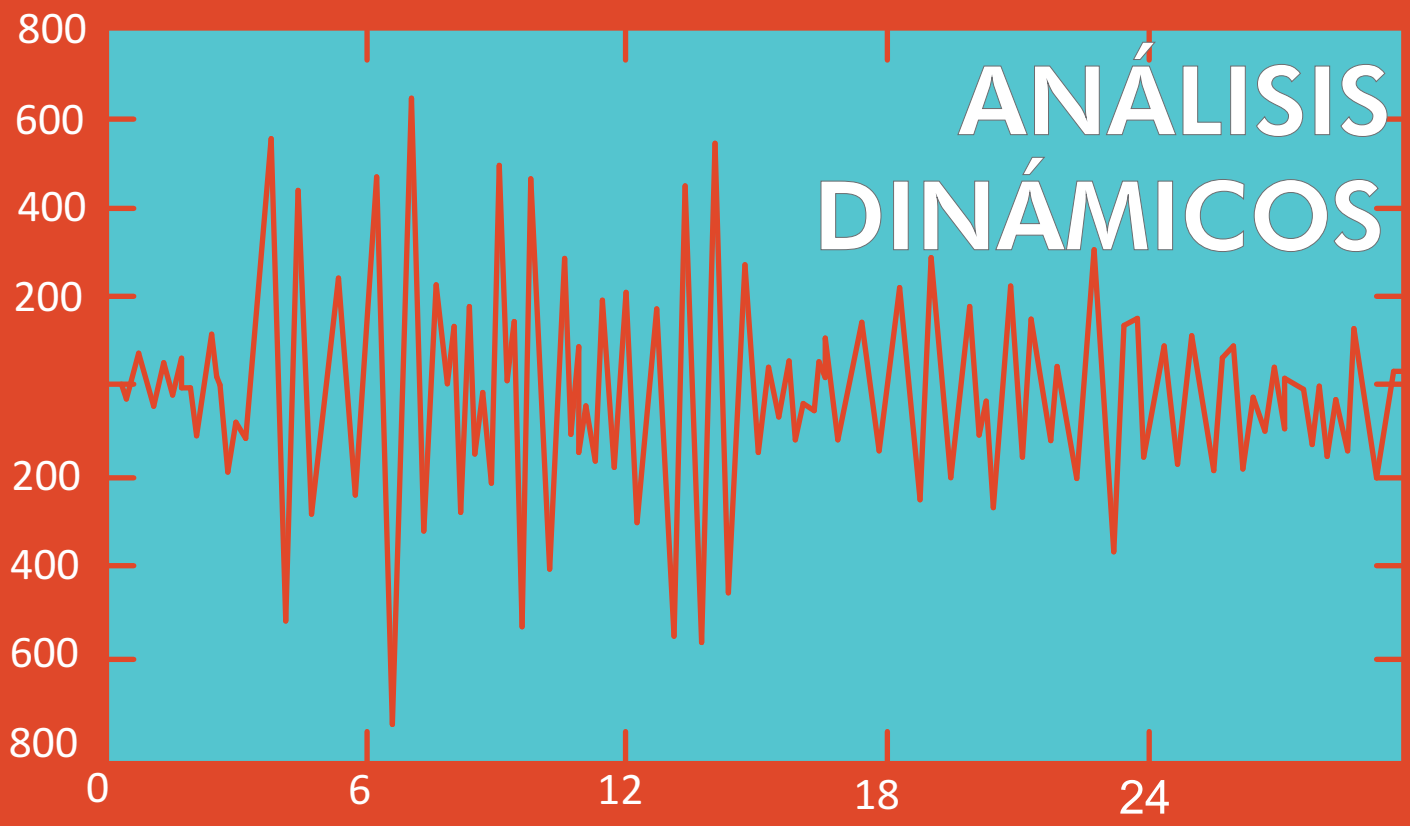


TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 8. ANÁLISIS DINÁMICOS 8-1
8.1. AMENAZA SÍSMICA Y RESPUESTA DE SITIO 8-2
8.2. COMPORTAMIENTO DINÁMICO SIN DRENAJE 8-3
8.3. COMPORTAMIENTO DINÁMICO CON DRENAJE 8-3
8.4. COMPORTAMIENTO DEL SUELO FRENTE AL SISMO 8-4
8.4.1. Caracterización del movimiento sísmico 8-4
8.4.1.1. Magnitud 8-7
8.4.1.2. Duración 8-9
8.4.1.3. Intensidad 8-10
8.4.1.4. Aceleración del terreno 8-12
8.4.1.5. Aceleración pico del terreno (A_a) 8-13
8.4.1.6. Espectro de respuesta 8-13
8.4.1.7. Efectos locales 8-15
8.4.1.8. Otros parámetros 8-15
8.4.2. Licuación del suelo debido a la acción sísmica 8-17
8.4.2.1. Métodos para identificar la susceptibilidad del suelo a la licuación 8-18
8.4.2.2. Valoración del potencial de licuación 8-42
8.4.2.3. Factor de seguridad mínimo contra licuación 8-44
8.4.2.4. Asentamientos inducidos por licuación 8-44
8.4.2.5. Parámetros de resistencia residual 8-47
8.4.2.6. Determinación del potencial de licuación y efectos mediante ensayos de laboratorio 8-50
8.4.2.7. Combinación de cargas inerciales sísmicas con el uso de la resistencia del suelo a la licuación 8-55
8.4.3. Acciones sísmicas trasmitidas al terreno de cimentación a través de la estructura resistente 8-56
8.5. CÁLCULO DINÁMICO DEL CONJUNTO SUELO –ESTRUCTURA 8-58
8.5.1. Cálculos con modelos numéricos con representación completa del cimiento 8-59
8.5.2. Cálculo con una representación simplificada del cimiento 8-61
8.6. CÁLCULO PSEUDO-ESTÁTICO DEL CONJUNTO SUELO –ESTRUCTURA 8-62

8.6.1. Fuerzas estáticas equivalentes sobre los cimientos 8-63

8.6.2. Fuerzas estáticas equivalentes para la verificación de falla por pérdida de la estabilidad global 8-64

8.6.3. Empujes de tierra equivalentes sobre estructuras de contención 8-65

8.6.3.1. Método de Mononobe-Okabe 8-66
8.6.3.2. Método de cuña de prueba 8-69
8.6.3.3. Ábacos Empuje activo sísmico de tierras- NCHRP 611 8-70
8.6.3.4. Método generalizado de equilibrio límite (GLE) 8-74

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA 8-75

CAPÍTULO 8. ANÁLISIS DINÁMICOS

Es responsabilidad del ingeniero geotecnista suministrar a los ingenieros estructurales los parámetros sísmicos a utilizar en los diseños sismo-resistentes. Deben ser tenidos en cuenta diferentes aspectos específicos para el desarrollo de los diseños como: parámetros dinámicos del suelo, respuesta del sitio, y riesgos geológicos. También es responsabilidad del ingeniero geotecnista realizar la evaluación de la interacción suelo estructura frente a cargas sísmicas, desarrollo de los incrementos de presión de poros, y la evaluación de los asentamientos por la influencia de las condiciones geológicas.

La inestabilidad de cualquier estructura debido a la reacción del suelo ante cualquier evento sísmico debe ser evaluada calculando los riesgos de licuefacción, desplazamientos laterales, incrementos de las presiones intersticiales y desarrollo de asentamientos diferenciales, proporcionando medidas de mitigación y garantizando de esta manera que la estructura no quede comprometida luego del evento sísmico.

Uno de los efectos principales, desarrollado por el suelo ante la presencia de cargas cíclicas (artificiales o naturales), es la generación de presiones de poros en algunos suelos saturados. El comportamiento de este incremento de las presiones de poros no obedece a procesos de carga estáticos, y la respuesta del suelo puede evidenciarse en la pérdida de la capacidad de soporte del mismo.

Es así, que este capítulo constituye un documento de referencia donde se presenta una revisión de los principios y prácticas relacionadas al diseño de cimentaciones considerando el comportamiento dinámico del suelo y la estructura.

Los métodos de análisis dinámicos propuestos en este Capítulo, pretenden abarcar la mayoría de los criterios existentes para el diseño de cimentaciones o al menos los más relevantes, considerando la acción de fuerzas dinámicas, evaluando los efectos generados en el suelo, como el comportamiento no drenado y el efecto de licuación.

Los temas y metodologías presentadas en este capítulo obedecen a la evaluación de los parámetros que permiten determinar un factor de seguridad general en el análisis de la capacidad portante, como en cualquier análisis en ingeniería la determinación de las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes son indispensables para el modelamiento y/o dimensionamiento de los elementos que se deseen construir, es así que por efecto de un evento sísmico se deberán calcular:

- La disminución de los parámetros de resistencia y/o aumento de los parámetros de deformación del suelo durante y después del evento sísmico.

- Y el aumento de las cargas actuantes sobre el suelo y la estructura al mismo tiempo, lo que deberá tenerse en cuenta en la verificación de las dimensiones de la estructura que se esté diseñando.

Como puede notarse y como se plantea durante todo el capítulo, la evaluación de la capacidad portante del suelo, como un conjunto suelo-estructura depende de los análisis de las condiciones que se estén considerando (estáticas o dinámicas).

8.1. AMENAZA SÍSMICA Y RESPUESTA DE SITIO

La evaluación de la amenaza sísmica implica la predicción cuantitativa de la intensidad del sismo en un sitio en particular. Las amenazas se pueden analizar determinística o probabilísticamente. El primer paso en el análisis es la identificación y la evaluación de las fuentes de sismos y para ello, se utilizan las evidencias geológicas, la actividad de las fallas, las evidencias tectónicas y la sismicidad histórica e instrumental.

La teoría de placas tectónicas es la base de los análisis sísmico-geológicos o paleo-sismológicos. La actividad de las fallas es un elemento muy importante para determinar si una falla representa una amenaza sísmica y es corriente diferenciar las fallas activas de las inactivas. La sismicidad histórica permite confirmar la ocurrencia de sismos en el pasado y estimar la distribución geográfica de intensidad.

En la práctica, la determinación de la amenaza sísmica viene de la sismicidad

instrumental, esto ha llevado a que en la actualidad existan muchos métodos y equipos para realizar las mediciones necesarias que permitan caracterizar casi cualquier evento sísmico.

8.2. COMPORTAMIENTO DINÁMICO SIN DRENAJE

El comportamiento del suelo con la aplicación de cargas dinámicas podrá simularse en laboratorio, aplicando cargas cíclicas y no permitiendo el drenaje; este comportamiento se simula utilizando un modelo elástico lineal viscoso, mediante el cual se pueden determinar diferentes variables de uso frecuente en los cálculos de diseño:

- Incremento de las presiones de poros.

- Resistencia dinámica no drenada.

- Deformaciones del suelo debido a la acción de cargas dinámicas (cíclicas), en condiciones no drenadas.

8.3. COMPORTAMIENTO DINÁMICO CON DRENAJE

En este caso, el aspecto más relevante es la evaluación de las deformaciones, pues se supone que en el evento de la aplicación de cargas cíclicas en un suelo saturado en el cual se permita el drenaje, se desarrolla un proceso de densificación por la salida del agua, y los espacios ocupados por ésta lo serán ahora por las partículas del suelo, produciendo, por tanto, deformaciones o asentamientos importantes en superficie.

La resistencia de los suelos en condiciones drenadas para cargas dinámicas, puede suponerse, en general, igual que la resistencia desarrollada para cargas estáticas. Los parámetros de resistencia obtenidos en los ensayos convencionales drenados son de aplicación igual para el caso de cargas cíclicas o dinámicas.

8.4. COMPORTAMIENTO DEL SUELO FRENTE AL SISMO

La evaluación del suelo frente a cargas cíclicas, ya sean ocasionadas por alguna causa artificial (maquinaria, tránsito, procesos de explotación minera, etc), o por causa natural (oleaje, sismos), debe ser de interés del profesional de geotecnia, debido a que esto le permitirá predecir qué asentamientos puede presentar la estructura y cómo se comportará el suelo, desde el punto de vista conservación de la resistencia, de manera tal que permita la conservación de la estructura después del evento con el mínimo daño.

En particular, el estudio de este comportamiento del suelo ante cargas dinámicas permite la evaluación de otros fenómenos que algunos suelos son susceptibles de desarrollar, como la licuefacción, fenómenos que pueden ser fácilmente predichos; así, este conocimiento permitirá plantear una cimentación adecuada que garantice la estabilidad de la estructura durante y después del evento. Por la variabilidad de la topografía y la geología colombianas, es necesario evaluar todos los posibles comportamientos y, en cada tipo de suelo, ya que podría darse el caso que un solo proyecto atraviese diferentes regiones del país, teniendo tanta variabilidad en los suelos, que el ingeniero geotecnista se vea enfrentado a una diversidad de condiciones. Por lo tanto, este Capítulo presenta diferentes métodos de evaluación, de manera que el profesional tenga las herramientas suficientes para el diseño más adecuado para cada obra necesaria.

8.4.1. Caracterización del movimiento sísmico

Como en cualquier método de análisis de ingeniería, se deben estimar las fuerzas actuantes que afectarán la estructura que se quiere diseñar. En función de estas cargas actuantes, se determinarán las condiciones críticas de trabajo y las dimensiones geométricas de cada uno de los elementos que constituyan la estructura.

En el caso del análisis dinámico del suelo o de la interacción suelo-estructura, la carga actuante se define como un evento o movimiento sísmico; por lo tanto, se debe definir cuantitativamente cuál es el valor de esta carga actuante y; para este caso; la definición dependerá de la caracterización del movimiento. El procedimiento implica un análisis estadístico intenso de los registros históricos de sismos registrados en el país o asumidos de sitios diferentes a Colombia; pero similares en sus condiciones geológicas, topográficas, de densidad poblacional, etc.

Para el Caso de Colombia, la evaluación de estos sismos está registrada en la NSR-10, donde existe una clasificación y una zonificación del país, de acuerdo a diferentes parámetros del sismo y; como también se menciona en esta norma, si es necesario o si se cuenta con un estudio de sitio particular se deberá utilizar la información suministrada por este nuevo estudio (NSR-10 A.2.1.2 Efectos locales diferentes).

En general, el movimiento sísmico se caracteriza evaluando los siguientes aspectos:

- Magnitud.
- Intensidad.
- Aceleración del terreno.
- Espectro de respuesta.

Para el diseño, se deberá tener en cuenta el movimiento sísmico de diseño, claramente definido en la NSR-10 A.2.2. (Movimientos sísmicos de diseño). Estos movimientos están definidos en función de la aceleración pico efectiva del terreno (A_a), y de la velocidad pico efectiva (A_v) de la onda de corte en el terreno, para una probabilidad del diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años.

Es así que, de acuerdo con el mapa de amenaza sísmica de Colombia (Figura 8.1) y de acuerdo con la ubicación del proyecto, se seleccionarán los parámetros que definen el sismo de diseño (Tabla 8.1).

Figura 8.1. Zonas de amenaza sísmica en función de A_a y A_v (NSR-10)

Tabla 8.1. Nivel de amenaza sísmica según valores de A_a y A_v, para la Figura 8.1 (NSR-10 pág. A.15)

MAYOR VALOR ENTRE A_a y A_v	AMENAZA SÍSMICA
0,50	Alta
0,45	Alta
0,40	Alta
0,35	Alta
0,30	Alta
0,25	Alta
0,20	Intermedia
0,15	Intermedia
0,10	Baja
0,05	Baja

8.4.1.1. Magnitud

La magnitud es la medida cuantitativa e instrumental del tamaño de un evento, indicando la energía sísmica liberada durante el proceso de rotura en la falla, registrando los movimientos de la superficie terrestre que tienen lugar durante el evento sísmico. La magnitud es una constante única que se asigna a un sismo dado y es independiente del sitio de observación (ver Figura 8.2).

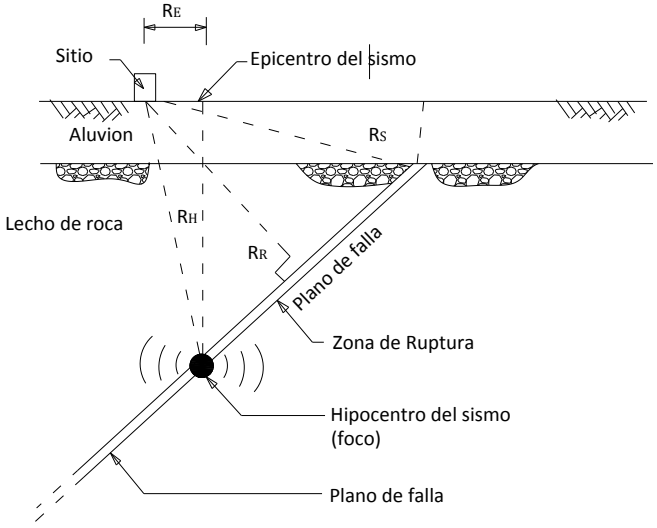


Figura 8.2. Algunas distancias para los estudios de ingeniería sísmica (NSR-10)

Para la evaluación de los diferentes efectos que origina un evento sísmico, se requiere la estimación de la magnitud de éste, pues la severidad del efecto dependerá directamente de la magnitud del sismo.

Existen varias definiciones de magnitud, así:

- M_L: Magnitud local o de Richter.
- Ms: Magnitud de las ondas de superficie.
- mb: Magnitud de las ondas internas de período corto.
- mβ: Magnitud de las ondas internas de período largo.
- MJ: Magnitud definida por la Agencia Meteorológica Japonesa.
- Mw: Magnitud basada en el momento sísmico. Estos son los valores más usados.

Richter (1935) definió la magnitud de los sismos locales como "El logaritmo en base 10 de la máxima amplitud de la onda sísmica, expresada en milésimas de milímetro (micrones), registrada en un sismómetro estándar a una distancia de 100 kilómetros del epicentro del evento".

$$M = \log A + f(d,h) + C_s + C_R \qquad [8.1]$$

Donde:

M: Magnitud del sismo, adimensional.

A: Amplitud de la onda sísmica, en milésimas de milímetro (micrones), (μm).

f(d,h): Corrección por distancia focal y profundidad, adimensional.

C_s: Corrección de la estación, adimensional.

C_R: Corrección regional, adimensional.

La magnitud del sismo se debe determinar usando los datos sísmicos para el sitio, disponibles con la NSR-10, Título A.

La sola definición de la magnitud de un sismo no es suficiente; también se deberán determinar las direcciones probables de aparición del evento sísmico con respecto a la selección de valores de la magnitud del terremoto.

8.4.1.2. Duración

La duración del terremoto es importante al evaluar los peligros sísmicos geotécnicos que son influenciados por la degradación del suelo o roca sometidos a cargas cíclicas. Entre más larga sea la duración del evento sísmico, más daño tiende a ocurrir. Uno de los peligros sísmicos geotécnicos que pueden ser generados por la degradación debido a las cargas cíclicas sería el desarrollo del fenómeno de licuación, obteniendo entonces suelos con potencial de licuación e inestabilidad sísmica.

Según el *Geotechnical Desing Manual*, de South Carolina, una ecuación que relaciona la magnitud del momento sísmico; la distancia al epicentro (R) y la duración significativa del terremoto en función de la aceleración, se presenta a continuación.

- R < 10 km

$$\ln A_a = \ln\left[\frac{1}{\sqrt[3]{\frac{e^{[5.204+0.851(M_w-6)]}}{10^{1.5M_w+16.05}}*15.7*10^6}}\right]+0.8664 \qquad [8.2]$$

- R ≥ 10 km

$$\ln A_a = \ln\left[\frac{1}{\sqrt[3]{\frac{e^{[5.204+0.851(M_w-6)]}}{10^{1.5M_w+16.05}}*15.7*10^6}}+0.063(R-10)\right]+0.8664 \qquad [8.3]$$

Donde: M_w: Magnitud del momento sísmico, adimensional.

R: Distancia al epicentro, en kilómetros (km).

8.4.1.3. Intensidad

La magnitud, la profundidad del epicentro y las características físicas locales del sitio determinan en forma conjunta, la intensidad del evento sísmico. La intensidad es un concepto que se utiliza en la identificación del grado de destrucción o efectos locales de un terremoto, es una medida relativa de la fuerza sísmica en un punto determinado. Existen fórmulas para relacionar la magnitud y la intensidad en el área epicentral como:

$$M = 1 + \frac{1}{3} I \qquad [8.4]$$

Donde: M: Magnitud del sismo, adimensional.

I: Intensidad del sismo, adimensional.

La intensidad causada por un sismo puede valorarse de manera algo objetiva mediante escalas de daño previamente establecidas. En Europa se ha convenido la redacción de la Escala Macrosísmica Europea, EMS, que es muy similar a la original MSK de Medvedev, Sponheuer y Karnik y que; básicamente; coincide(escala de doce grados) con la escala Mercalli Modificada (o Rossi-Forell – Tabla 8.2) que se suele utilizar en América. En Japón se utiliza una escala propia de diez grados.

Tabla 8.2. Escala de intensidad de Mercalli modificada (SUAREZ, 1998)

GRADO	DESCRIPCIÓN
I	No es sentido por las personas, pero es registrado por los instrumentos sismográficos.
II	Sentido sólo por pocas personas en reposo, especialmente en los pisos superiores, los objetos suspendidos pueden oscilar.
III	Sentido en el interior de las edificaciones, especialmente en los pisos superiores, pero muchos pueden no reconocerlo como un sismo. Es una vibración semejante a la producida por el paso de un vehículo liviano, los objetos suspendidos oscilan.

GRADO	DESCRIPCIÓN
IV	Objetos suspendidos oscilan visiblemente, la vibración es semejante a la producida por el paso de un vehículo pesado, los vehículos estacionados se bambolean, la cristalería y los vidrios suenan, las puertas y paredes de madera, crujen.
V	Sentido aún en el exterior de los edificios, permite estimar la dirección de las ondas, las personas dormidas se despiertan, el contenido líquido de recipientes y tanques es perturbado y se puede derramar; los objetos inestables son desplazados, las puertas giran y se abren o cierran, los relojes de péndulo se paran.
VI	Sentido por todas las personas, muchos sufren pánico y corren hacia el exterior, se tiene dificultad en caminar establemente, los vidrios y vajillas se quiebran, los libros y objetos son lanzados de los anaqueles y estantes, los muebles son desplazados o volcados, el revoque y enlucido de mortero de baja calidad y mampostería tipo D se fisuran, las campanas pequeñas tañen.
VII	Se tiene dificultad en mantenerse parado, es percibido por los conductores de vehículos en marcha, los muebles se rompen, daños y colapso de mampostería tipo D, algunas grietas en mampostería tipo C, las chimeneas se fracturan a nivel de techo, caída del revoque de mortero, tejas, cornisas y parapetos sin anclajes, algunas grietas en mampostería de calidad media, las campanas grandes tañen, ondas en embalses y depósitos de agua.
VIII	La conducción de vehículos se dificulta, daños de consideración y colapso parcial de mampostería tipo C, algún daño a mampostería tipo B, ningún daño en mampostería tipo A, caída del revoque de mortero y de algunas paredes de mampostería, caída de chimeneas de fábricas, monumentos y tanques elevados; algunas ramas de árboles se quiebran, cambio en el flujo o temperatura de pozos, grietas en terreno húmedo y en taludes inclinados.
IX	Pánico general, construcciones de mampostería tipo D totalmente destruidas, daño severo y aún colapso de mampostería tipo C, daño de consideración en mampostería tipo B, daño a fundaciones, daños y colapso de estructuras aporticadas, daños de embalses y depósitos de agua, ruptura de tubería enterrada, grietas significativas visibles en el terreno.
X	La mayoría de las construcciones de mampostería y a base de pórticos destruidos, algunas construcciones de madera de buena calidad dañada, puentes destruidos, daño severo a represas, diques y terraplenes, grandes deslizamientos de tierra, el agua se rebasa en los bordes de ríos, lagos y embalses, rieles de ferrocarril deformados ligeramente.
XI	Los rieles de ferrocarril son deformados severamente, ruptura de tuberías enterradas que quedan fuera de servicio.
XII	Destrucción total, grandes masas de roca desplazadas, las líneas de visión óptica distorsionadas, objetos lanzados al aire.

Cada evento sísmico produce intensidades de daño generalmente decrecientes con la distancia al epicentro. Luego del levantamiento de la información de los daños causados por un determinado evento se puede generar el mapa de "atenuación", también llamado mapa de isosistas, correspondiente (Figura 8.3).

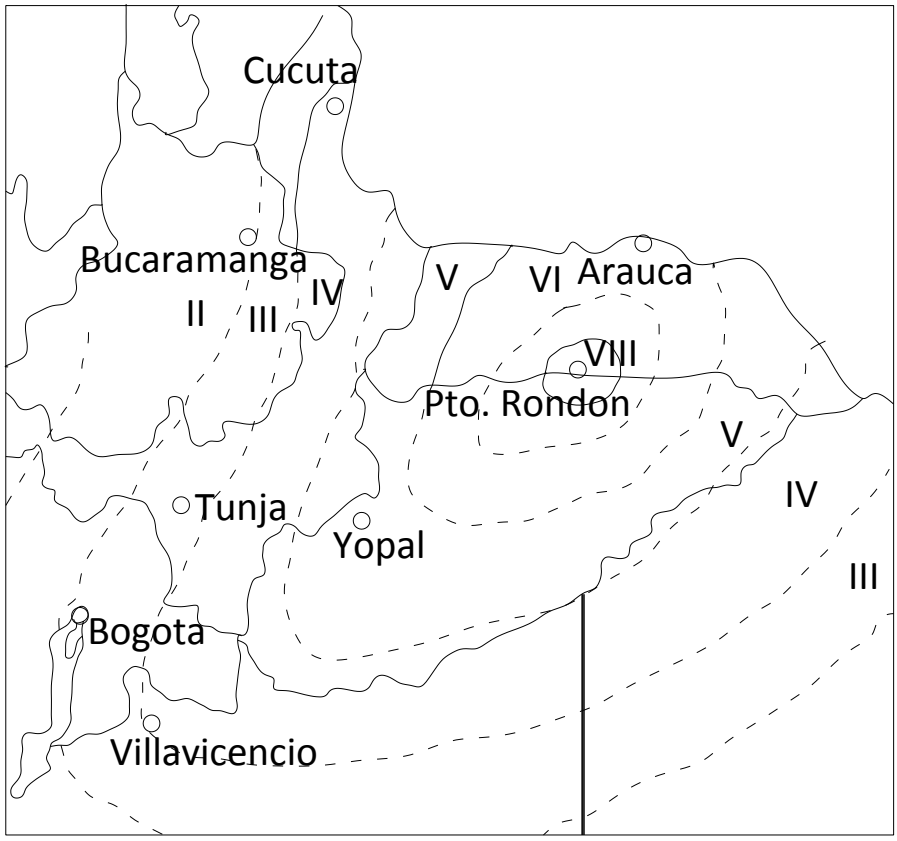


Figura 8.3. Mapa de Isosistas del Sismo de Puerto Rondón, Colombia 1993 (SUAREZ, 1998)

La intensidad epicentral, I_o, tiene cierta relación con la magnitud del terremoto. En esa relación intervienen factores tales como la profundidad focal, la estructura geológica, el mecanismo focal, el recubrimiento de suelos, etc.

8.4.1.4. Aceleración del terreno

Este parámetro que caracteriza un sismo, puede determinarse mediante un vector en diferentes puntos (al menos tres). Este vector puede registrarse durante un tiempo, y se puede obtener el acelerograma del sismo. Este registro o acelerograma, es característico de las condiciones de sitio.

8.4.1.5. Aceleración pico del terreno (A_a)

Uno de los parámetros representativos del movimiento sísmico es la aceleración horizontal pico de la superficie del terreno A_a, también llamada aceleración pico, PGA *(Peak Ground Acceleration)*; esta aceleración del terreno es definida como la aceleración en el espectro de respuesta obtenida en un periodo de T=0.0 segundos, y generalmente suele referirse a condiciones de suelo firme o roca.

Es el valor absoluto de la aceleración horizontal obtenida de un acelerograma tomando la suma de dos componentes ortogonales. Las aceleraciones verticales son menos relevantes que las horizontales, pues se espera un efecto menor sobre las estructuras. Usualmente, se asume que la aceleración pico vertical es dos tercios de la aceleración pico horizontal; sin embargo, muy cerca al epicentro, las aceleraciones verticales adquieren valores de gran magnitud, y estos valores son inversamente proporcionales a la distancia, a mayor distancia menor es el valor.

Los sismos con valores altos de la PGA no son necesariamente más destructivos que aquéllos con picos menores, debido a que la duración del sismo determina de manera relevante el comportamiento de los suelos y las estructuras.

Este parámetro está definido en la NSR-10 y es presentado en la Figura 8.1 y en la Tabla 8.1.

8.4.1.6. Espectro de respuesta

Se define como espectro de respuesta el conjunto de los valores máximos de los desplazamientos, velocidades o aceleración, que un oscilador simple puede originar una carga aleatoria o determinista. Es una herramienta de gran uso en el campo de la ingeniería sísmica.

El acelerograma representa una serie de impulsos al azar con periodos y aceleraciones variables, que son expresadas matemáticamente por una función x(t), donde t es el instante en el cual se presenta la aceleración desde el inicio del movimiento fuerte del suelo. La función mencionada, sin embargo, no puede ser representada por una fórmula matemática simple.

Un espectro de respuesta se puede calcular considerando osciladores simples en estado elástico. El espectro de respuesta varía de acuerdo al sismo, a las condiciones estratigráficas y a las propiedades mecánicas del subsuelo. En la Figura 8.4 se pueden ver algunos espectros de respuesta.

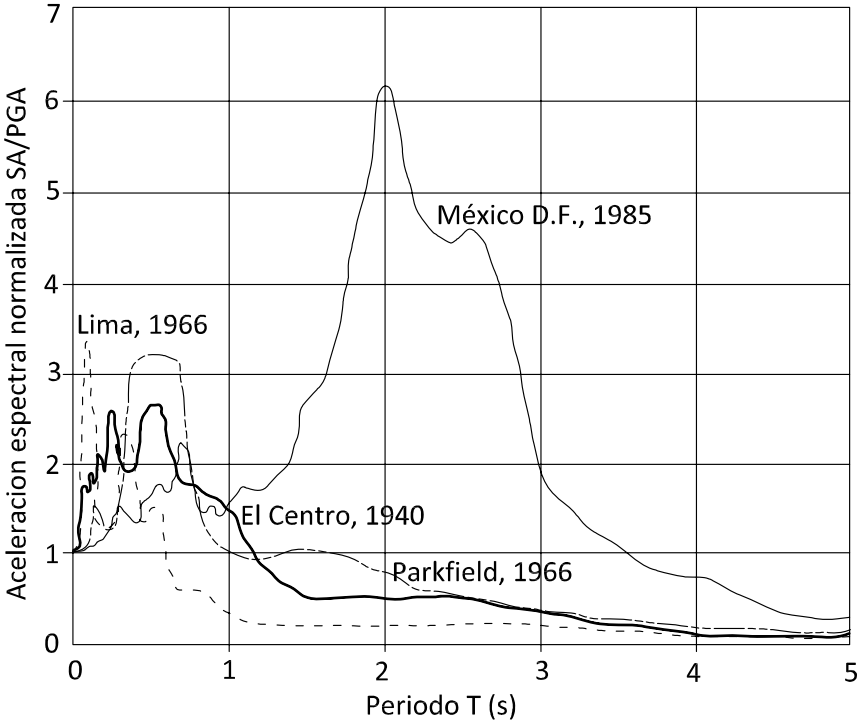


Figura 8.4. Ejemplo de espectros de respuesta (amortiguamiento D=5%) (MOPU, 2005)

El espectro de respuesta muestra tendencias definidas que conducen a la determinación de los valores máximos de diferentes parámetros de un sismo. Un ejemplo de esto es la definición de la aceleración pico para un periodo igual a cero, la aceleración crece cuando el periodo aumenta hasta unos 0.5 segundos, se mantiene oscilante en valores elevados entre este periodo y uno igual o inferior a 1.0 segundos. Esta variación de la aceleración no refleja el efecto local debido al tipo de suelo.

Para una determinada zona es posible definir espectros de respuesta estándar o envolventes de espectros reales para su utilización en los proyectos, correspondientes tanto a movimientos horizontales como verticales. En la Figura 8.4 se observa el espectro de respuesta de aceleraciones absolutas de cada sismo para diferentes sitios, desarrollando cada curva la fórmula matemática que relaciona la aceleración absoluta (S_a), con el periodo (T), y el amortiguamiento usado (D).

8.4.1.7. Efectos locales

Los efectos locales son las características particulares de cada sitio que modifican los parámetros que describen el sismo, ajustándolo a condiciones como variabilidad estratigráfica, topográfica, mecánica de los materiales, etc.

En el reglamento sismo resistente, en el numeral A.2.4. Efectos locales, se definen claramente todos los factores que se deberán considerar para obtener o definir los factores de sitio, direccionando al ingeniero de acuerdo con la exploración geotécnica previa realizada a seleccionarlos y, según el caso, a sugerir el uso de otros documentos, como los estudios de microzonificación sísmica que por ejemplo para el caso de Bogotá está dado en el Decreto 523 del 16 de Diciembre del 2010.

La importancia de la respuesta de la onda en cada sitio ha sido demostrada en los sismos de los últimos años. Los resultados de esos estudios han servido para desarrollar recomendaciones de clasificaciones y el espectro de diseño para utilización en los códigos. Dependiendo del sitio (características mecánicas y estratigráficas), se puede presentar o no la amplificación de la onda del sismo; esta amplificación corresponde a la formación de las ondas superficiales Raleigh y Love, siendo más amplificadas en suelos blandos.

Esta tendencia de amplificación también se evidencia en el aumento de las presiones de poros, en el aumento de la aceleración del sismo y en el aumento de las deformaciones del suelo.

También se pueden citar efectos de sitio debido a la topografía, en la medida que las alturas de una ladera, terraplén o talud, sean más altos o su pendiente sea mayor, el efecto de amplificación aumenta.

8.4.1.8. Otros parámetros

- **Intensidad Arias**

  Es otra medida de la intensidad de un sismo. El interés de este parámetro es obtener una medida simple de la intensidad sísmica basada en la capacidad de daño de un sismo, independientemente de si existen o no estructuras en la zona y sin importar el tipo o calidad de las construcciones que puedan existir.

$$\log I_a = M - 2 \log R - 4.1 + 0.44P \quad [8.5]$$

Donde: I_a: Intensidad Arias, en metros por segundo (m/s).

M: Magnitud del sismo, adimensional.

R: Distancia al foco, en kilómetros (km).

P: Probabilidad que el I_a real exceda el I_a calculado, adimensional.

Este parámetro describe de mejor forma los daños causados por un sismo que la intensidad de Mercalli o la aceleración máxima PGA. Es una excelente medida de la potencialidad de destrucción que localmente posea un sismo; pero tiene el inconveniente de depender del registro de tres acelerogramas en cada sitio, aunque se podría circunscribir a las componentes horizontales.

- **Velocidad Pico (A_v)**

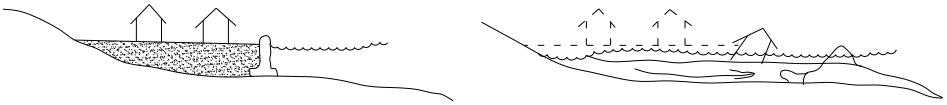
Es un parámetro útil para la caracterización de la amplitud de un sismo. La velocidad pico o máxima del terreno, A_v, de un sismo puede ser determinada de un análisis de respuesta de un sitio. Sin embargo; la velocidad es menos sensible a los componentes de alta frecuencia de un sismo, representa mejor la amplitud de las frecuencias intermedias. Para estructuras que son sensibles a este rango de frecuencias intermedias (ejemplo: edificios flexibles, puentes, etc), la velocidad pico puede ofrecer una mejor indicación del potencial de daño generado por el evento sísmico.

- **Desplazamiento pico (S_d)**

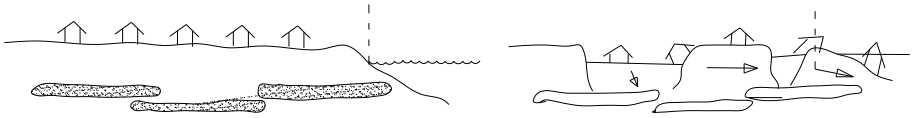
Es un parámetro generalmente asociado a los componentes de bajas frecuencias de un sismo; sin embargo, es un parámetro difícil de determinar debido al error en el procesamiento de la señal en el filtro e integración de los acelerogramas. Como resultado, este parámetro es muy poco usado como característica de un sismo.

8.4.2. Licuación del suelo debido a la acción sísmica

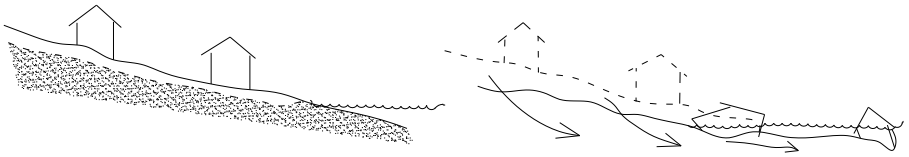
El fenómeno de licuación consiste en la pérdida rápida de resistencia al esfuerzo cortante, temporal o definitivo de un suelo, lo que lo lleva a comportarse como un líquido. Este fenómeno ocasiona el colapso de cualquier estructura edificada, sobre o hecha de un material que entra en licuación (Figura 8.5).



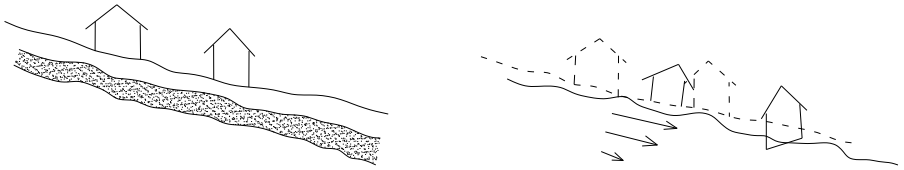
a) Falla de borde. Desplazamiento lateral por flujo



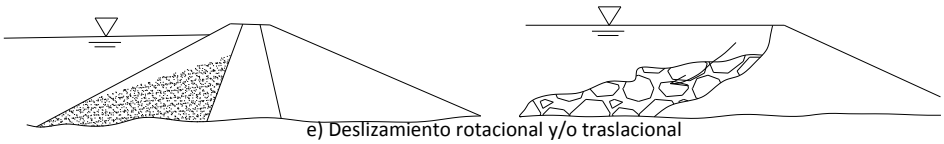
b) Falla de borde. Desplazamiento lateral por traslación



c) Flujo



d) Desplazamiento traslacional



e) Deslizamiento rotacional y/o traslacional

Figura 8.5. Licuación inducida por un evento sísmico (SCDOT, 2010)

La licuación ocurre por el aumento súbito de las presiones de poros, ocasionadas por la ocurrencia de un evento sísmico, en particular en zonas localizadas cerca al epicentro. En este proceso se incrementan los esfuerzos cortantes actuantes que, en algunos suelos, pueden ocasionar el colapso

estructural. El fenómeno de licuación tendrá mayores o menores efectos en la medida en que la masa de suelo involucrada sea más grande o no. Para un elemento de suelo dado en campo, la presión de poros final es una función de la amplitud, de la frecuencia y del número de ciclos de la carga (duración).

8.4.2.1. Métodos para identificar la susceptibilidad del suelo a la licuación

No todos los suelos son susceptibles a la licuación; por lo tanto, se deberá evaluar inicialmente la susceptibilidad a la licuación, para considerar este riesgo probable dentro del diseño de una cimentación.

El ingeniero geotecnista deberá plantearse las siguientes preguntas:

- ¿El suelo es susceptible a la licuación?

- Si el suelo es susceptible, ¿La licuación podrá ocurrir?

- Y si la licuación ocurre, ¿Qué daños podrá generar?

Si la respuesta a la primera pregunta es afirmativa, se deberán solucionar las otras dos, si las tres resultan afirmativas, y los daños esperados pueden ser de gran magnitud; entonces, probablemente se deberá decidir si continuar con el desarrollo del proyecto o abandonar el sitio.

Para poder evaluar la susceptibilidad del suelo se deben considerar diferentes criterios:

- **Historia:** Registro histórico sobre la aparición del fenómeno de la licuación en el sitio estudiado.

- **Geología:** El ambiente en el cual se formaron estos depósitos, las condiciones hidrológicas y la edad del depósito conducen al potencial de licuación que puede presentar un suelo.

- **Composición del depósito:** Incrementos en la presión de poros, potencial de cambio volumétrico, tamaño de las partículas, su forma y distribución granular.

- **Estado inicial:** Estado de esfuerzos y densidad, relación de vacíos del depósito, evaluación de la deformación (suelos colapsables), estado crítico del suelo.

a) Combinación de criterios

Se determina un parámetro de susceptibilidad a la licuación así:

$$SRF=F_{Hist}\ F_{Geo}\ F_{Comp}\ F_{NF} \quad [8.6]$$

Donde: SRF: Factor del grado de susceptibilidad, adimensional (*Susceptibility Rating Factor*).

F_{Hist}: Factor de la historia de licuación.

F_{Geo}: Factor de la geología.

F_{Comp}: Factor de composición.

F_{NF}: Factor de nivel freático.

Evaluando cada uno de estos factores, como se presenta a continuación, se puede estimar la susceptibilidad del suelo de acuerdo con la Tabla 8.3.

Tabla 8.3. Caracterización de la susceptibilidad total del sitio por amenaza de licuación (WSDOT, 2008)

SRF	SUSCEPTIBILIDAD DE SITIO
0-5	Muy bajo
5-10	Bajo
10-25	Moderado
25-50	Alto
>50	Muy alto

La Tabla 8.3, presenta una escala cualitativa de la valoración de la susceptibilidad de licuación, cada uno de los factores que componen el SRF ha sido determinado por la combinación de la experiencia y el análisis ingenieril, lo que implica que, en el futuro, estos factores son susceptibles de modificación.

– **Factor Historia**

En la medida en que se conozca el registro histórico sobre la ocurrencia de eventos de licuación o no en el sitio de estudio, el ingeniero geotecnista puede definir un indicador de futuros eventos. Así, el Factor Historia tendrá valores altos si en el pasado el sitio presentó licuación, y valores bajos si no la presentó.

Este Factor está compuesto por dos componentes que reflejan el comportamiento pasado de respuesta sísmica del sitio de estudio.

$$F_{Hist} = C_{obs}\ C_{sis} \qquad [8.7]$$

Donde: F_{Hist}: Factor Historia, adimensional.

C_{obs}: Factor por observación histórica, adimensional.

C_{sis}: Factor por sismicidad histórica, adimensional.

Estos dos componentes se pueden definir a partir de las Tablas 8.4 y 8.5.

Tabla 8.4. Componente por observación histórica (WSDOT, 2008)

OBSERVACIONES HISTÓRICAS DE LICUACIÓN	**C_{obs}**
Licuación generalizada	10
Licuación limitada	5
No hubo licuación	1
Desconocido	2.5

Tabla 8.5. Componente por sismicidad histórica (WSDOT, 2008)

ÍNDICE DE ACELERACIÓN PICO EN EL PASADO	C_{sis}
0,00 – 0,05 g	5,0
0,05 – 0,10 g	3,0
0,10 – 0,20 g	2,0
0,20 – 0,30 g	1,5
0,30 – 0,40 g	1,2
> 0,40 g	1,0

Se aprecia que F_{Hist} depende de las dos observaciones del comportamiento del sitio de interés en sismos pasados, y de la historia sísmica.

Ejemplo 1

Para un sitio en el cual fue identificado el fenómeno de licuación para una zona de extensión limitada para un sismo con una Aceleración de 0.1 g, el valor de F_{Hist}, se puede determinar:

$$F_{Hist} = 5 \times 2.0 = 10$$

Para otro sitio, no se registró licuación ante un sismo con A_a= 0,4 g, entonces:

$$F_{Hist} = 1 \times 1.2 = 1.2$$

Si se decidiera comparar estos resultados, en el primer caso F_{Hist}=10, y en el segundo caso F_{Hist}=1.2, se puede definir un nuevo factor que sería:

$$F_{Hist\ rel} = \frac{F_{Hist\ 1}}{F_{Hist\ 2}} \qquad [8.8]$$

Donde: $F_{Hist\ rel}$: Factor Historia relativo, adimensional.

$F_{Hist\ 1}$: Factor Historia para el sitio 1, adimensional.

$F_{Hist\ 2}$: Factor Historia para el sitio 2, adimensional.

Esta última expresión indica que un sitio es más o menos susceptible a la licuación que otro, y puede brindar una ayuda importante en el momento de descartar diferentes sitios evaluados para el desarrollo de un proyecto.

En caso de no conocer la aceleración pico (A_a) del evento sísmico registrado, se puede definir este valor a partir de la Tabla 8.1 y la Figura 8.1.

– **Factor Geología**

Este es un factor dominante en la determinación del SRF. La licuación está asociada al ambiente en el cual se sedimentó el depósito. Como es tan relevante este factor, se deberá tener cuidado especial en la clasificación geológica y geomorfológica del sitio, preferiblemente hecha por un geólogo. Aunque en Colombia existe muy buena información sobre el asunto en Ingeominas, se sugiere en caso de dudas consultar con un profesional especializado. De la certeza de esta clasificación dependerá la veracidad del F_{Geo}.

Este factor se define como:

$$F_{Geo} = C_{Clas}\ C_{Cal} \qquad [8.9]$$

Donde: F_{Geo}: Factor Geología, adimensional.

C_{clas}: Factor por clasificación geológica, adimensional.

C_{cal}: Factor por calidad del reconocimiento geológico, adimensional.

Estos dos componentes se pueden definir a partir de las Tablas 8.6 y 8.7.

Tabla 8.6. Componente por clasificación geológica (WSDOT, 2008)

TIPO DE DEPÓSITO	NATURALEZA DE LOS SEDIMENTOS EN LA DISTRIBUCIÓN GENERAL DE DEPÓSITOS NO COHESIVOS	COMPONENTE DE CLASIFICACIÓN, C_{CLAS} (POR EDAD DEL DEPÓSITO)			
		< 500 AÑOS	HOLOCENO	PLEISTOCENO	PRE-PLEISTOCENO
Relleno no compactado	Variable	10	-	-	-
Canal de Río	Variable localmente	10	6	2	1
Delta (Costa)	Extenso	10	6	2	1
Loess	Variable	6	6	6	-
Llanura de inundación	Variable localmente	6	4	2	1
Delta (continental)	Extenso	6	4	2	1
Lacustre y playa	Variable	6	4	2	1
Coluvión	Variable	6	4	2	1
Dunas	Extenso	6	4	2	1
Estuario (costa)	Variable localmente	6	4	2	1
Playa (olas de baja energía)	Extenso	6	4	2	1
Lagunal	Variable localmente	6	4	2	1
Playa (orilla)	Variable localmente	6	4	2	1
Llanura y abanico aluvial	Extenso	4	2	2	1
Playa (olas de alta energía)	Extenso	4	2	1	1
Talus	Extenso	2	2	1	1
Relleno glacial	Extenso	2	2	1	1
Toba volcánica	Raro	2	2	1	1
Relleno compactado	Variable	2	-	-	-
Roca	Extenso	0	0	0	0

Tabla 8.7. Componente por calidad de la clasificación geológica (WSDOT, 2008)

BASE PARA CLASIFICACIÓN	C_{cal}
Reconocimiento del sitio por geólogo	1,0
Reconocimiento del sitio por ingeniero	1,1
Revisión de mapas geológicos (1:24000 o mejor)	1,2
Estimación	1,5

– **Factor Composición**

La composición del depósito junto con el ambiente en el cual se depositó, son aspectos muy importantes que pueden determinar la ocurrencia de la licuación. Los efectos de licuación son observados frecuentemente en limos, suelos uniformemente gradados con partículas redondeadas y arenas limpias levemente lodosas cubiertas por capas delgadas de suelos de grano fino. Entonces, factores como la gradación, la forma de la partícula, contenido de finos, índice de plasticidad y una capa impermeable pueden determinar la susceptibilidad de licuación.

El factor de composición es definido como el producto de seis diferentes componentes:

$$F_{Comp} = C_{gradación}\ C_{forma}\ C_{finos}\ C_{plasticidad}\ C_{hum}\ C_{cap} \quad [8.10]$$

Donde:

F_{Comp}: Factor por composición, adimensional.

$C_{gradación}$: Factor por gradación, adimensional.

C_{forma}: Factor por forma del grano, adimensional.

C_{finos}: Factor por contenido de finos, adimensional.

$C_{plasticidad}$: Factor por índice de plasticidad, adimensional.

C_{hum}: Factor por contenido de humedad, adimensional.

C_{cap}: Factor por presencia de una capa impermeable, adimensional.

Estos componentes se pueden definir a partir de la Tabla 8.8.

Tabla 8.8. Componente por composición del suelo (WSDOT, 2008)

a) Factor de gradación

COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD	$C_{GRADACIÓN}$
1-2	1,00
2-3	0,95
3-4	0,90
4-5	0,85
> 5	0,75
Desconocido	1,00

b) Factor por forma de la partícula

FORMA DE LA PARTÍCULA	C_{FORMA}
Redondeada	1,00
Subredondeada	0,95
Subangular	0,90
Angular	0,80
Desconocido	1,00

c) Factor por contenido de finos

CONTENIDO DE FINOS	C_{FINOS}
0 - 20 %	1,00
20 - 40%	0,95
40- 60 %	0,90
60 – 80 %	0,85
800 – 100 %	0,80
Desconocido	1,00

d) Factor por índice de plasticidad

IP DE FINOS	$C_{PLASTICIDAD}$
0-7	1,00
7-12	0,80
12-20	0,50
20-30	0,25
> 30	0,10
Desconocido	1,00

e) Factor por contenido de agua

CONTENIDO DE AGUA (ω)	C_{HUM}
ω > 0,85 LL	1,00
0,80 LL ≤ ω ≤ 0,85 LL	0,90
ω < 0,80 LL	0,80
Desconocido	1,00

f) Factor por capa impermeable

PRESENCIA DE CAPA IMPERMEABLE	C_{CAP}
Si	1,20
No (arena)	1,00
No (grava)	0,50
Desconocido	1,10

– **Factor nivel freático**

El proceso de licuación involucra el aumento de la presión de poros dentro de un suelo susceptible de licuación, por lo tanto un suelo susceptible de licuación deberá estar saturado.

En general, la licuación se presenta a muy poca profundidad, siendo lo más común a profundidades menores de 3 m; en algunos casos, se ha presentado a 10 m y en otros muy excepcionales la licuación se ha desarrollado en depósitos a 15 m de profundidad. Esta tendencia indica que la licuación se debe al incremento del nivel freático. Este factor se puede determinar en la Tabla 8.9.

Tabla 8.9. Factor por nivel freático (WSDOT, 2008)

PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO (m)	FACTOR POR NIVEL FREÁTICO F_{NF}
< 3	1.0
3 – 6	0.9
6 – 10	0.8
10 – 15	0.7
> 15	0.6
Desconocido	1.0

Ejemplo 2

A orillas del río Magdalena se encuentra un depósito de origen aluvial definido así por un ingeniero geotecnista, y sobre el cual se desea construir un puerto. Las arenas se pueden considerar limpias, pobremente gradadas y de forma subangular. El nivel freático se encuentra aproximadamente a 3 m de profundidad. En el sitio se observó licuación en sectores determinados con diferentes sismos en 1940, 1962 y 1998, con A_a=0.23 g registrada para el último sismo. Se requiere evaluar el potencial de licuación del sitio.

Solución

FACTOR	COMPONENTES	DESCRIPCIÓN	VALOR
F_{Hist}	C_{obs}= 5 $C_{sis} = 1.5$	Licuación limitada A_a=0.22 g	7.50
F_{Geo}	$C_{Clas} = 10$ C_{Cal} =1.1	Canal de río Visita de un ingeniero	11
F_{Comp}	$C_{gradación}$= 0.95 C_{forma}= 0.90 C_{finos}= 1.00 $C_{plasticidad}$= 1.00 C_{hum}= 1.00 C_{cap}=1.00	C_u=2.2 Subangular Bajo contenido de finos No presenta plasticidad (NP) Desconocida No presenta capa impermeable	0.86
F_{NF}	F_{NF}= 1.00	Profundidad NF =3.0 m	1.0
SRF		**Factor de susceptibilidad**	71

Comparando el resultado obtenido de SRF=71 con la Tabla 8.3, este sitio clasifica como “Muy susceptible” de desarrollar licuación.

b) Evaluación de las cargas con ensayos de campo

Como en todo análisis geotécnico, se deberá iniciar por un reconocimiento geotécnico detallado del sitio de estudio. En este estudio, al menos se determinarán los siguientes parámetros:

- Densidad seca, humedad y peso específico de las partículas del suelo.
- Granulometría y, si hubiese componente arcillosa, plasticidad de la fracción fina del suelo.
- Índice N del ensayo SPT. Alternativamente; se pueden realizar ensayos de penetración continua CPTU o ensayos penetrométricos dinámicos. En todo caso los ensayos SPT no deben omitirse y los resultados de otros posibles ensayos deben traducirse a valores equivalentes del SPT mediante correlaciones locales contrastadas.

Si es posible (siendo muy recomendable), se deberán realizar ensayos geofísicos que permitan conocer la velocidad de la onda de corte del depósito a diferentes profundidades.

Ensayos dinámicos. Aunque son poco usuales por su costo y duración, son recomendables en la medida en que la evaluación del potencial de licuación con los parámetros obtenidos por estos ensayos es mucho más precisa. Se deberán procurar ensayos que permitan conocer los parámetros G (módulo de rigidez transversal), D (amortiguamiento relativo) y ν (Relación de Poisson).

- **Basado en el ensayo del SPT – Resistencia del suelo**

  Obtenidos los parámetros solicitados y conociendo el valor de N del ensayo SPT, se puede calcular el índice $\overline{N}_{60}$, que es el valor medio de este parámetro luego de corregirlo por el efecto de la sobrecarga, por

el efecto de la energía del ensayo y por el contenido de finos del suelo. Esta corrección se aplica según la Tabla 8.10 y lo presentado en el Capítulo 3 de este Manual.

Tabla 8.10. Corrección del índice "N" del SPT por contenido de finos. Corrección de arena limpia (WSDOT, 2008)

NCEER (2001)	
$\overline{N}_{60}=\alpha+\beta(N_{60})$	[8.11]
Donde:	
$\alpha=\begin{cases}0 & C_f \le 5\% \\ e^{\left[1.76-\frac{190}{C_f^2}\right]} & 5\% < C_f < 5\% \\ 1.0 & C_f \ge 5\%\end{cases}$	[8.12]
$\beta=\begin{cases}1.0 & C_f \le 5\% \\ 0.99+\frac{C_f^{1.5}}{1000} & 5\% < C_f < 5\% \\ 1.2 & C_f \ge 5\%\end{cases}$	[8.13]
IDRISS Y BOULANGER (2004)	
$\overline{N}_{60}=\overline{N}_{60}+\Delta\overline{N}_{60}$	[8.14]
Donde:	
$\Delta\overline{N}_{60}= e^{\left[1.63+\frac{9.7}{C_f}-\left(\frac{15.7}{C_f}\right)^2\right]}$	[8.15]

Donde: C_f: Contenido de finos, porcentaje que pasa el tamiz No. 200.

Con el valor de $\overline{N}_{60}$se obtiene un valor de número adimensional CRR (*Cyclic Resistance Ratio*) que mide la resistencia de la licuación; este número varía según el contenido en finos del terreno. En la Tabla 8.11 se presentan los valores de CRR de acuerdo con el contenido de finos determinada a un esfuerzo estándar efectivo vertical de una atmósfera (1 atm).

Tabla 8.11. Valores del CRR (WSDOT, 2008)

NCEER (2001)	
$CRR=\frac{1}{34-\overline{N}_{60}}+\frac{\overline{N}_{60}}{135}+\frac{50}{(10\overline{N}_{60}+45)^2}-\frac{1}{200}$	[8.16]
IDRISS Y BOULANGER (2004)	
$CRR=\exp\left[\frac{\overline{N}_{60}}{14.1}+\left(\frac{\overline{N}_{60}}{126}\right)^2-\left(\frac{\overline{N}_{60}}{23.6}\right)^3+\left(\frac{\overline{N}_{60}}{25.4}\right)^4-2.8\right]$	[8.17]

Donde: CRR: Resistencia cíclica a una atmósfera, Adimensional.

$\overline{N}_{60}$: Índice corregido del SPT, adimensional.

Sin embargo, los valores reportados en la Tabla 8.11 deben ser corregidos, para tener en cuenta los esfuerzos efectivos verticales *in situ*, debido a que las expresiones planteadas sólo consideran una presión de una atmosfera (1 atm). Esta corrección deberá ser aplicada de la siguiente manera:

$$CRR_{\sigma'}=CRR \quad K_{\sigma} \qquad [8.18]$$

Donde: $CRR_{\sigma'}$: Resistencia cíclica considerando los esfuerzos verticales efectivos *in situ*, adimensional.

CRR: Resistencia cíclica a 1 atmosfera, adimensional.

$K_{\sigma'}$: Factor de corrección para tener en cuenta los esfuerzos efectivos *in situ*, adimensional (Tabla 8.12).

Tabla 8.12. Factor de corrección $K_{\sigma'}$ (WSDOT, 2008)

NCEER (2001)
$$K_\sigma = \min \left\{ \begin{matrix} \left(\frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right)^{f-1} \\ 1.0 \end{matrix} \right\}$$ [8.19]
Donde: f= 0.7 – 0.8 para D_r = 40 – 60%
f= 0.6 – 0.7 para D_r = 60 – 80%
IDRISS Y BOULANGER (2004)
$$K_\sigma = \min \left\{ \begin{matrix} 1 - C_\sigma \cdot \ln \left(\frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right) \\ 1.0 \end{matrix} \right\}$$ [8.20]
Donde:
$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55\sqrt{\overline{N}_{60}}}$$ [8.21]
Esta última expresión tiene su uso limitado para un valor de $\overline{N}_{60}$ = 37.

Donde: $K_{\sigma'}$: Factor de corrección para tener en cuenta los esfuerzos efectivos *in situ*, adimensional.

C_σ: Coeficiente propuesto por Idriss y Boulanger, adimensional.

σ'_{vo}: Tensión vertical efectiva, antes del sismo, en kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

p_a: Presión atmosférica, antes del sismo, en kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

D_r: Densidad relativa del material analizado, en porcentaje (%).

Este valor obtenido de CRR, será utilizado para la determinación del Factor de seguridad.

– **Basado en el ensayo del CPT – Resistencia del suelo**

Inicialmente, se debe definir el perfil de resistencia medido con el CPT en el suelo susceptible de licuación, por punta (q_{cm}) y por fricción (f_{sm}).

Luego, se deberá evaluar el perfil de relación de la fricción, utilizando la siguiente expresión:

$$R_f = \frac{f_{sm}}{q_{cm}} \quad 100\% \qquad [8.22]$$

Donde: R_f: Relación de fricción, adimensional.

f_{sm}: Resistencia medida con el cono en el fuste, en kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

q_{cm}: Resistencia medida con el cono en la punta, en kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

Se debe realizar un ajuste por sobrecarga a la resistencia por la punta, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$q_{c1} = C_N \, q_{cm} \qquad [8.23]$$

Donde: q_{c1}: Resistencia por punta corregida por sobrecarga, en kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

C_N: Factor de corrección por sobrecarga, adimensional. (Ecuación 8.25).

q_{cm}: Resistencia medida con el cono en la punta, en kilogramo por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

La determinación del factor C_N se plantea de la siguiente manera por Idriss y Boulanger (2007):

$$C_N = \left(\frac{\sigma'_{vo}}{p_a}\right)^{1.338-0.249\left(\frac{q_{c1}}{p_a}\right)^{0.264}} \quad [8.24]$$

Donde: C_N: Factor de corrección por sobrecarga, adimensional.

σ'_{vo}: Tensión vertical efectiva, antes del sismo, en kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

p_a: Presión atmosférica antes del sismo, en kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

q_{c1}: Resistencia por punta corregida por esfuerzos efectivos, en kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

Para calcular CN se requiere de qc1; por lo tanto, se requiere desarrollar un proceso de iteración para obtener el factor.

Luego se debe normalizar la resistencia corregida por esfuerzos efectivos a la presión atmosférica:

$$q_{c1N} = \frac{q_{c1}}{p_a} \quad [8.25]$$

Donde: q_{c1N}: Resistencia por punta corregida por sobrecarga, normalizada a la presión atmosférica, en kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

q_{c1}: Resistencia por punta corregida por sobrecarga, en kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

p_a: Presión atmosférica antes del sismo, en kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

Ahora, así como se debe hacer una corrección por contenido de finos para el caso del ensayo del SPT, el método planteado por Idriss y Boulanger no requiere de corrección por finos, pero está limitado sólo para ser usada en arenas limpias ($Cf \leq 5$ %).

Habiendo determinado la resistencia obtenida del CPT, al igual que el SPT, se debe calcular la resistencia cíclica a una atmósfera (ecuación 8.27), y luego se deberá corregir por esfuerzos efectivos usando la ecuación 8.19, pero con un factor de corrección por esfuerzos efectivos diferente, determinado con la ecuación 8.28.

$$CRR=\exp\left[\frac{q_{c1N}}{540}+\left(\frac{q_{c1N}}{67}\right)^2-\left(\frac{q_{c1N}}{80}\right)^3+\left(\frac{q_{c1N}}{114}\right)^4-3\right] \quad [8.26]$$

Donde: CRR: Resistencia cíclica a 1 atmosfera, adimensional.

q_{c1N}: Resistencia por punta corregida por sobrecarga, normalizada a la presión atmosférica, en kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

$$K_\sigma=\min\left\{\begin{matrix}1\text{-}C_\sigma\ \ln\left(\frac{\sigma'_{vo}}{p_a}\right)\\ 1{,}0\end{matrix}\right\} \quad [8.27]$$

Donde:

$$C_\sigma=\frac{1}{37{,}3-8{,}27\left(q_{c1N}\right)^{0.264}} \quad [8.28]$$

Donde: K_σ: Factor de corrección por esfuerzos efectivos, adimensional.

σ'_{vo}: Esfuerzo vertical efectivo, antes del sismo, en kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

p_a: Presión atmosférica, antes del sismo, en kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

C_σ: Factor para la determinación de K_σ, adimensional.

q_{c1N}: Resistencia por punta corregida por sobrecarga, normalizada a la presión atmosférica, en kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

Luego de haber presentado ambos métodos para la determinación del CRR, en la Tabla 8.13 se muestra una comparación de los usos o aplicaciones del cálculo del CRR, implementando el ensayo SPT o el CPT.

Tabla 8.13. Comparación de los ensayos SPT y CPT en la determinación de CRR (SCDOT, 2010)

CARACTERÍSTICA	TIPO DE PRUEBA *IN SITU*	
	SPT	CPT
Número de medidas de ensayos en los sitios de la licuación	Substancial	Muchas
Tipo de comportamiento esfuerzo-deformación influenciado por la prueba	Parcialmente drenado, grandes esfuerzos	Drenado, grandes esfuerzos
Calidad del control y la repetibilidad	Pobre a buena	Muy buena
Detección de la variabilidad de los depósito de suelo	Buena	Muy buena
Tipos de suelos en los cuales la prueba es recomendada	No gravosos	No gravosos
Muestra de suelo recuperada en la prueba	Si	No
Índice medido en la prueba o propiedad de ingeniería	Índice	Índice

– **Basado en ensayos geofísicos - Velocidad de ondas de corte**

La velocidad de la onda de corte puede ser medida por varios métodos geofísicos, como el *uphole*, el *down-hole*, o el *cross-hole*.

La caracterización de la resistencia a la licuación, utilizando la evaluación de las ondas de corte, es interesante desde el punto de vista de su capacidad de cubrir una gran extensión de volumen del suelo susceptible, debido a los diferentes métodos geofísicos que se pueden utilizar. El análisis espectral de las pruebas de las ondas superficiales es particularmente interesante, porque permite la evaluación de la velocidad de la onda de corte (V_s) de un perfil de suelo

sin necesidad de realizar sondeos, avanzando rápidamente sobre el depósito a estudiar.

El inconveniente con este método es que la determinación del potencial de licuación no es muy acertado, independiente del tipo del suelo (arenas limpias, sucias o gravas); sin embargo se han reportado resultados coherentes con materiales que son muy susceptibles o muy poco susceptibles a la licuación; por lo tanto, los análisis de estos tipos de ensayos se deben realizar con mucho cuidado.

Así como con los ensayos de SPT y CPT, la velocidad de la onda de corte es corregida por sobrecarga, con el uso de la siguiente ecuación:

$$V_{s1}=V_{s1}C_v=V_s\left(\frac{100}{\sigma'_{vo}}\right)^{0,25} \qquad [8.29]$$

Donde: V_{s1}: Velocidad de la onda de corte corregida por sobrecarga, en metros por segundo (m/s).

C_v: Factor de corrección por sobrecarga, adimensional.

σ'_{vo}: Esfuerzo vertical efectivo, antes del sismo, en kilopascales (kPa).

V_s: Velocidad de la onda de corte medida en campo, en metros por segundo (m/s).

Para determinar el valor de CRR, se puede utilizar la Figura 8.6, teniendo en cuenta que está definido para M_w= 7,5 y, por lo tanto, CSR se ajusta con el factor MSF.

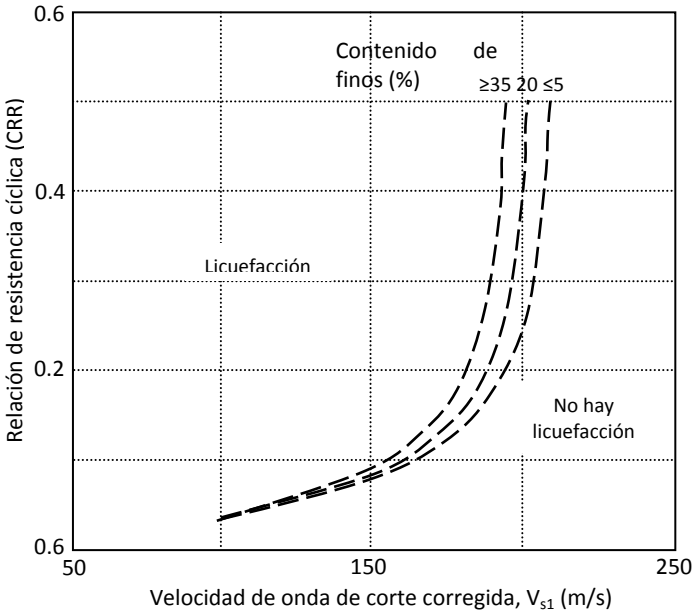


Figura 8.6. Relación entre CRR y la velocidad de corte corregida (V_{s1}), para diferentes contenidos de finos para sismos M_w=7.5 (DAY, 2000)

Como se dijo anteriormente, este método puede generar errores de gran magnitud en la determinación del Factor de seguridad (FS=CRR/CSR); por ejemplo; si V_{s1} cambia de 190 a 210 m/s el valor de CRR cambia sustancialmente. Por lo tanto, el uso de este método se recomienda como complemento del SPT y del CPT.

c) Caracterización de la carga del sismo

Posterior a la determinación del parámetro CRR, se debe determinar otro parámetro denominado CSR (*Cyclic Stress Ratio*), con la siguiente expresión:

$$CSR=0{,}65\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{vo}\,MSF} \qquad [8.30]$$

Donde: CSR: Relación de corte cíclica, carga por el sismo, adimensional.

τ_{max}: Tensión de corte cíclica pico, en kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

σ'_{vo}: Esfuerzo vertical efectivo, antes del sismo, en kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

MSF: Factor debido a la duración del sismo, adimensional (Tabla 8.14).

Tabla 8.14. Factor debido a la duración del sismo (WSDOT, 2008)

NCEER (2001)	
$MSF=\begin{cases}\left(\frac{7.5}{M_w}\right)^{2.95} & M_w \leq 7.5 \\ \left(\frac{7.5}{M_w}\right)^{2.56} & M_w > 7.5\end{cases}$	[8.31]
IDRISS Y BOULANGER (2004)	
$MSF=\min\left\{6.9\cdot e^{\left(\frac{-M_w}{4}\right)}-0.058 \leq 1,8\right.$	[8.32]

Donde: M_w: Magnitud del momento sísmico, adimensional;

De la expresión 8.30, τ_{max} se puede calcular como:

$$\tau_{max}=\frac{\sigma_{vo}\cdot A_a}{g}\cdot r_d \qquad [8.33]$$

Donde: τ_{max}: Tensión de corte cíclica pico inducida a una profundidad, en kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

σ_{vo}: Esfuerzo vertical total antes del sismo, en kilogramos por centímetro cuadrado (kg/cm^2).

A_a: Aceleración máxima obtenida de acuerdo al Título A de la NSR-10.

g: Aceleración de la gravedad, en las mismas unidades que A_a.

r_d: Factor de reducción que depende de la profundidad a la cual se está evaluando CSR, adimensional.

El último factor (r_d) es siempre menor que la unidad y mide la reducción del valor de A_a con la profundidad. Su determinación requiere un cálculo específico y es presentado en la Tabla 8.15.

Tabla 8.15. Factor de reducción debido a la profundidad (WSDOT, 2008)

NCEER (2001)	
$r_d = \frac{1 - 0.4113\ z^{0.5} + 0.04052\ z + 0.001753\ z^{1.5}}{1 - 0.4117\ z^{0.5} + 0.05729\ z - 0.006205\ z^{1.5} + 0.00121\ z^{2}}$	[8.34]
IDRISS Y BOULANGER (2004)	
$r_d = e^{[\alpha(z)+\beta(z)M_w]}$	[8.35]
Donde: $\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \operatorname{sen}\left(\frac{z}{11{,}73} + 5.133\right)$	[8.36]
$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \operatorname{sen}\left(\frac{z}{11{,}28} + 5.142\right)$	[8.37]

Donde: M_w: Magnitud del momento sísmico, adimensional.

z: Profundidad de la zona cuya licuefacción se investiga, en metros (m).

Ejemplo 3

En la Figura 8.7, se muestra un registro típico de los esfuerzos de corte para un sismo con una M_w= 6.5. Determine la carga cíclica transmitida por el sismo al suelo a una profundidad de 3 m, de acuerdo con la Figura 8.8.

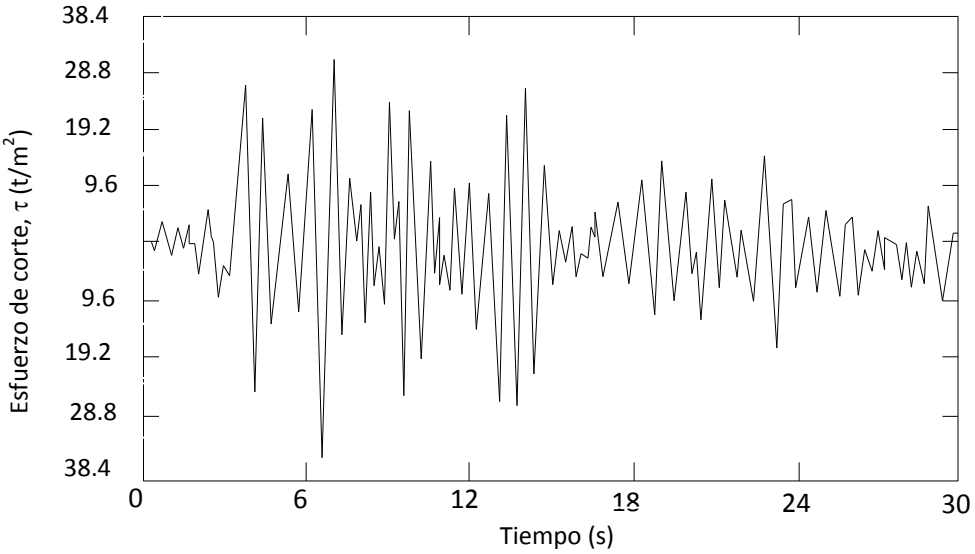


Figura 8.7. Registro típico de esfuerzos de corte durante un sismo (WSDOT, 2008)

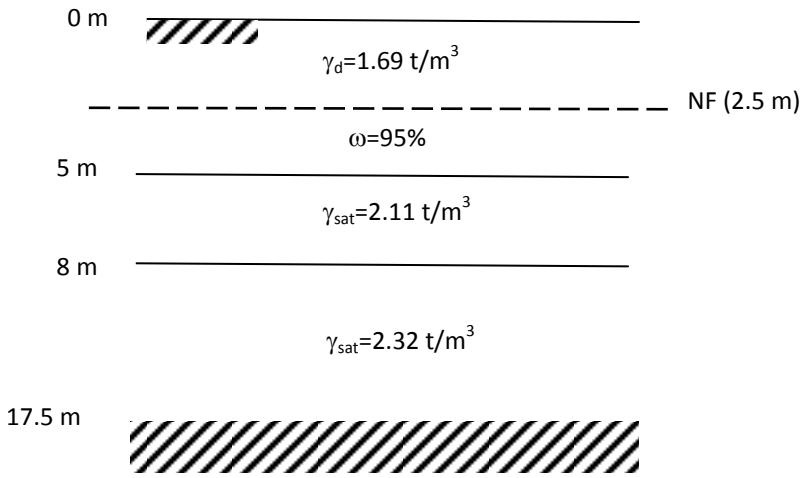


Figura 8.8. Perfil del suelo en el sitio de estudio

Solución

La Figura 8.7 se muestra que el máximo esfuerzo de corte es de 0.39 kg/cm^2 (38.3 kPa).

Se calculan los esfuerzos verticales actuantes.

$$\gamma_{sat(3\ m)}=\gamma_d(1+\omega)= 1.69\ \frac{t}{m^3}\cdot(1+0.95)=3.3\ \frac{t}{m^3}=3.3\ \frac{gr}{cm^3}$$

$$\sigma_{v(3\ m)}=z_w\cdot\gamma_{sat}+z\cdot\gamma_d= 50\ cm\cdot 3.3\ \frac{gr}{cm^3}+250\ cm\cdot 1.69\ \frac{gr}{cm^3}=701\ \frac{gr}{cm^2}$$

$$\sigma'_{v(3\ m)}=\sigma_v-\mu_w \Rightarrow \mu_w=\gamma_w\cdot z_w=50\ cm\cdot 1\ \frac{gr}{cm^3}=50\ \frac{gr}{cm^2}$$

$$\sigma'_{v(3\ m)}=\sigma_v-\mu_w=701\ \frac{gr}{cm^2}-50\ \frac{gr}{cm^2}=6.51\ \frac{gr}{cm^2}=0.651\frac{kg}{cm^2}$$

Se calcula MSF usando la ecuación 8.32, MSF=1.52

Calculando la carga debida al sismo, usando la ecuación 8.30:

$$CSR=0.65\frac{0.39\ \frac{kg}{cm^2}}{0.651\ \frac{kg}{cm^2}\cdot 1.52}=0.26$$

Ejemplo 4

Para el perfil mostrado en la Figura 8.8, calcular la variación de los esfuerzos de corte máximos a las profundidades de 2 m y 6 m, para un sismo que registró una A_a= 0.26 g. Calcular y graficar la carga cíclica (CSR) y el esfuerzo máximo para el perfil presentado, sabiendo que el sismo registró M_w= 7.8.

Solución

Para calcular τ_{max}, se requiere del cálculo de los esfuerzos verticales σ_v y el factor de reducción por la profundidad r_d. En la Tabla E8.1, se presentan los cálculos de los diferentes parámetros para poder obtener CSR.

Tabla 8.16. Cálculos para determinar τ_{max} y CSR

Prof. m	h_w m	γ t/m^3	σ_v t/m^2	μ_w t/m^2	σ'_v t/m^2	r_d	τ_{max} t/m^2	CSR
1	0	1,69	1,69	0	1,69	0,98	0,433	0,184
2	0	1,69	3,38	0	3,38	0,97	0,853	0,181
3	0,5	3,30	5,87	0,5	5,37	0,96	1,460	0,195
4	1,5	3,30	9,17	1,5	7,67	0,94	2,244	0,210
5	2,5	3,30	12,46	2,5	9,96	0,93	3,000	0,216
6	3,5	2,11	14,57	3,5	11,07	0,91	3,443	0,223
7	4,5	2,11	16,68	4,5	12,18	0,89	3,860	0,228
8	5,5	2,11	18,79	5,5	13,29	0,87	4,243	0,229
9	6,5	2,32	21,11	6,5	14,61	0,84	4,634	0,228
10	7,5	2,32	23,43	7,5	15,93	0,82	4,979	0,225
11	8,5	2,32	25,75	8,5	17,25	0,79	5,275	0,220
12	9,5	2,32	28,07	9,5	18,57	0,76	5,520	0,214
13	10,5	2,32	30,39	10,5	19,89	0,72	5,720	0,207
14	11,5	2,32	32,71	11,5	21,21	0,69	5,883	0,199
15	12,5	2,32	35,03	12,5	22,53	0,66	6,018	0,192
16	13,5	2,32	37,35	13,5	23,85	0,63	6,137	0,185
17	14,5	2,32	39,67	14,5	25,17	0,61	6,251	0,178

El factor r_d, se determinó con la ecuación 8.35,τ_{max} con la ecuación 8.33, MSF con la ecuación 8.31 y CSR con la ecuación 8.30. MSF=0.904.

Nota: Se debe tener presente que las unidades utilizadas kg/cm^2 o t/m^2, sean consistentes en los fraccionarios sin importar cual se utilice, el resultado final es el parámetro CSR que es adimensional.

En la Figura 8.9 se muestran las variaciones de los dos parámetros que fueron calculados.

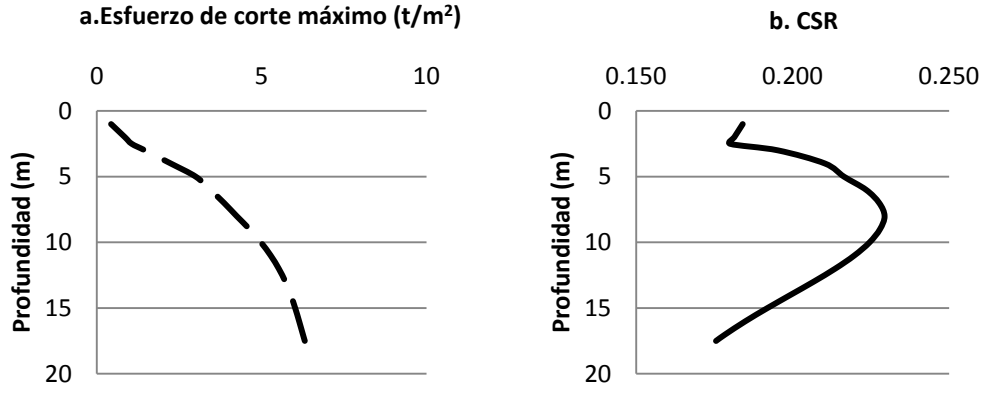


Figura 8.9. Perfil de los parámetros de resistencia cíclica

De la Figura 8.9b, se pueden deducir diferentes aspectos de la tendencia de la curva como, por ejemplo, el cambio inmediato del parámetro CSR bajo el nivel freático, el valor máximo del parámetro a una profundidad de 8 m, la tendencia de la curva a disminuir con la profundidad, etc. También sería interesante comparar esta gráfica con la evaluación del parámetro CRR y poder estimar los comportamientos a diferentes profundidades, ejercicio que se le deja al lector.

8.4.2.2. Valoración del potencial de licuación

La licuación ocurre generalmente en suelos granulares finos y arcillas saturadas sensitivas. El potencial de licuación es propio de limos o arenas no cementadas, saturados, que se encuentran a poca profundidad. Puede ser usual también que depósitos que tiene poca pendiente desarrollen deslizamientos con el fenómeno de licuación. Otro aspecto determinante en la evaluación del potencial de licuación es la edad del depósito, siendo más susceptibles los más recientes que los antiguos.

El inicio de la licuación se da cuando la carga aplicada supera la resistencia del suelo a una profundidad dada, o cuando el factor de seguridad sea menor que 1.

Un aspecto importante para evaluar el potencial de licuación, es saber hasta qué profundidad es relevante realizar esta determinación. Al evaluar el potencial de la licuación y sus impactos sobre las diferentes estructuras, la profundidad considerada máxima de la licuefacción debajo de la superficie del terreno natural será limitada a 25 m. Sin embargo, para los sitios que contienen suelos excepcionalmente sueltos a mayores profundidades, que son al parecer altamente susceptibles a la licuación, la valoración del potencial de licuación se realizará con la aprobación del ingeniero geotecnista considerando los impactos potenciales de esa licuación. Las razones de esta limitación de la profundidad son las siguientes:

- **Limitantes de procedimientos simplificados**. Los procedimientos simplificados (los más comúnmente utilizados para determinar el potencial de licuación), se basan en las bases de datos históricos de sitios licuados con licuación superficial (es decir, generalmente menos de 15 m). Así, estas metodologías empíricas no han estado calibradas para evaluar la

licuación profunda. Además, la ecuación simplificada usada para estimar la relación de corte cíclica inducida por un sismo (CSR) se basa en un coeficiente de reducción de tensión debido a la profundidad del análisis (r_d), que es altamente variable en profundidad, claro que en la determinación del cociente CSR deberá haber coherencia con el autor seleccionado, para utilizar todas las expresiones propuestas por cada uno. La incertidumbre respecto al coeficiente r_d y la carencia de la verificación de los procedimientos simplificados usados para predecir la licuación en profundidad, respecto al cálculo de la resistencia a la licuación (es decir, el cociente de resistencia cíclico CRR), limita la profundidad en la cual estos procedimientos simplificados deben ser utilizados. Por lo tanto, los métodos empíricos simplificados no se deben utilizar para predecir la licuación en profundidades mayores de 15 a 20 m, y no deberán ser utilizados en profundidades mayores a 25 m.

- **Carencia de verificación y la complejidad de aproximación rigurosa.** Varios software de análisis de esfuerzos efectivos no lineales han sido desarrollados por los investigadores y se pueden utilizar para estimar potencial de la licuación en profundidad. Sin embargo, ha habido poca verificación en campo de la capacidad de estos programas para predecir la licuación en profundidad, porque hay pocos sitios bien documentados con licuación profunda. Lo importante de estos acercamientos es la capacidad de predecir el aumento y la redistribución de la presión de poros en suelos susceptibles de licuación durante y después del sismo.

- **Impacto de la disminución con la profundidad.** Observación y análisis de daños en sismos pasados sugieren que los efectos perjudiciales de la licuación disminuyen generalmente con la profundidad en una capa susceptible de licuación. Esta reducción en daño se atribuye, en gran parte, a los niveles disminuidos de desplazamiento relativo y a la necesidad de superficies potenciales de falla para extender hacia abajo la capa de licuación.

- **Dificultades de atenuación para la licuación profunda.** La experiencia en la mitigación de peligros por efectos de la licuación a grandes profundidades es casi nula, y virtualmente no hay antecedentes de campo en los cuales se pueda verificar confiablemente la eficacia de las técnicas de mitigación para la licuación muy profunda.

8.4.2.3. Factor de seguridad mínimo contra licuación

Para obtener el factor de seguridad frente a la licuación se plantea la siguiente expresión:

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \qquad [8.38]$$

Donde: FS: Factor de seguridad, adimensional.

CRR: Relación de resistencia cíclica, adimensional.

CSR: Tensión de corte cíclica, adimensional.

Cuando este coeficiente es próximo a la unidad (0,9 < F < 1,1) se debe entender que las posibilidades de licuación del suelo son altas. Aunque existen publicaciones que intentan cuantificar las posibilidades de licuefacción partiendo del valor de FS, en la actualidad aún no es posible dar validez a este procedimiento.

Cuando el factor de seguridad a la licuefacción no sea aceptable ha de procederse a cambiar la tipología de la solución o, en casos muy específicos, a proceder a un tratamiento o sustitución del terreno o a la colocación de drenes para facilitar la disipación de las presiones intersticiales generadas.

Sólo se deben considerar el daño debido a la licuación, y el desarrollo de las medidas de mitigación, si el factor de seguridad es menor que 1.2.

8.4.2.4. Asentamientos inducidos por licuación

El suelo licuado experimenta una disminución del volumen y una disipación de la presión de poros. Esta disminución puede ocurrir en el espesor del estrato licuado. Mientras que el suelo advierte estas deformaciones, las cargas del evento sísmico pueden ser transmitidas a la cimentación de la estructura; en este caso, se deben considerar los efectos de la transferencia de estas cargas en la cimentación. Entonces pueden surgir unas nuevas deformaciones, denominadas “asentamientos post-sísmicos”, que también pueden ocurrir en estructuras como represas o muros de contención.

Los asentamientos inducidos por cargas sísmicas son típicamente el resultado de la densificación causada por el movimiento del suelo subyacente. La densificación o la compresión sísmica de los suelos se ha observado en arenas no saturadas, limos, y arenas arcillosas sobre el nivel freático. La densificación de arenas sueltas saturadas por efecto de la licuación cíclica también se ha observado debajo del nivel freático. Los asentamientos sísmicos para profundidades mayores de 25 metros, no necesitan ser computados, a menos que los asentamientos se estén computando para evaluar los efectos del incremento de las cargas sobre fundaciones profundas.

Los asentamientos en depósitos saturados por efecto de la licuación pueden ser determinados con métodos simplificados, o con modelos no lineales de la variación de los esfuerzos efectivos. Si se utiliza el método simplificado para evaluar el potencial de licuación, los asentamientos por efecto de la licuación de depósitos granulares saturados se debe estimar usando los procedimientos por Tokimatsu y Seed (1987) o Ishihara y Yoshimine (1992).

El método propuesto por Tokimatsu y Seed (1987) define la deformación volumétrica como una función del coeficiente CSR y del índice $\overline{N}_{60}$ (SPT). (Figura 8.10).

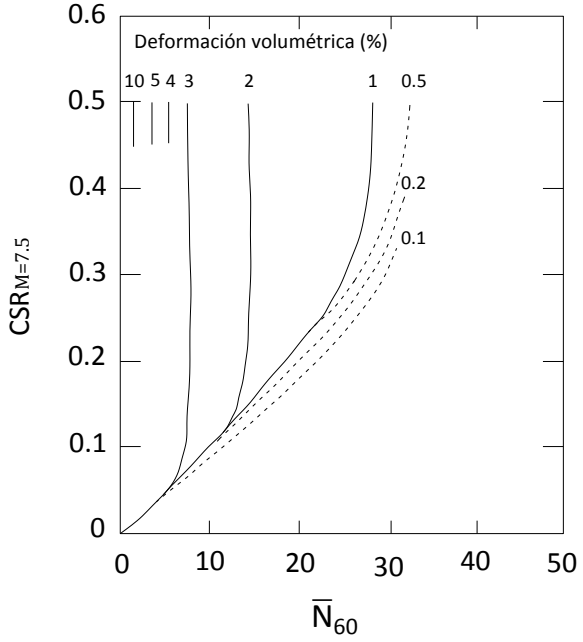


Figura 8.10. Asentamiento estimado por efecto de la licuación – Modelo propuesto por Tokimatsu y Seed (1987) (WSDOT, 2008)

El método propuesto Ishihara y Yoshimine (1992) define la deformación volumétrica como una función del factor de seguridad después de la licuación, densidad relativa y los índices normalizados del SPT ($\overline{N}_{60}$) y del CPT (q_{c1n}). (Figura 8.11).

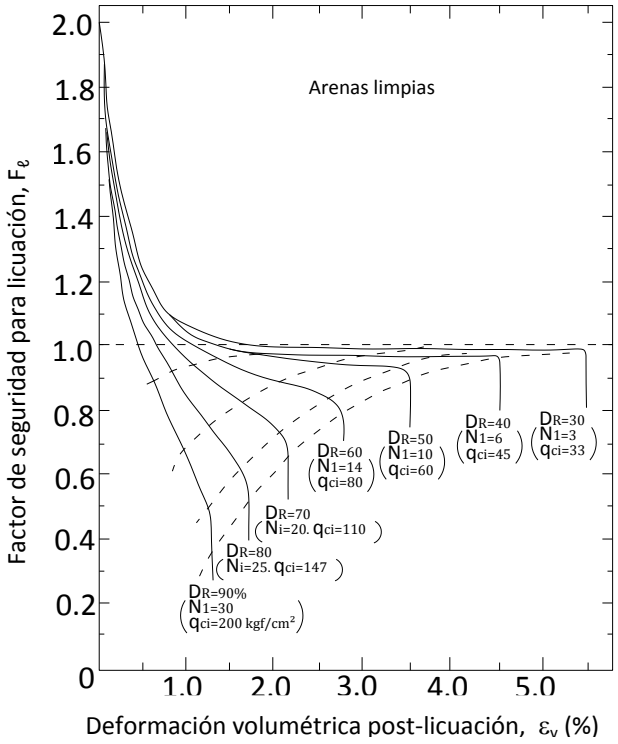


Figura 8.11. Asentamiento estimado por efecto de la licuación – Modelo propuesto por Ishihara y de Yoshimine (1992) (WSDOT, 2008)

Los asentamientos del suelo computados para los suelos no saturados y los suelos saturados son sumados, según lo indicado por la siguiente ecuación.

$$S_{TS}=S_{us}+S_{sat} \qquad [8.39]$$

Donde: S_{TS}: Asentamiento sísmico total, en metros (m).

S_{us}: Asentamiento sísmico de los suelos no saturados, en metros (m).

S_{sat}: Asentamiento sísmico de los suelos saturados, en metros (m).

Se deberá tener en cuenta que cuando se analizan asentamientos debidos a cargas sísmicas en zonas de ladera, estos asentamientos aumentan en un 10% a 20% con respecto a los análisis tradicionales considerados para la determinación de los asentamientos. Este aumento puede ser desatendido, si el sitio inclinado tiene el potencial para desarrollar flujo o inestabilidad sísmica de taludes, puesto que estos mecanismos de falla excederán, probablemente, los límites de funcionamiento que se establecen para este tipo de falla.

8.4.2.5. Parámetros de resistencia residual

La inestabilidad inducida por la licuación es influenciada fuertemente por la resistencia residual del suelo licuado. La inestabilidad ocurre cuando los esfuerzos de corte requeridos para mantener el equilibrio exceden la resistencia residual del depósito de suelo, esto se refiere a la superación de la resistencia en un rango de esfuerzos luego de superada la resistencia máxima del material, que es cuando aparece la resistencia residual. La evaluación de la resistencia residual de un depósito licuado del suelo es uno de los problemas más difíciles de la práctica geotécnica (Kramer, 1996). Una variedad de métodos empíricos están disponibles para estimar la resistencia residual de suelos licuados. Las relaciones empíricas presentadas en las Figuras 8.12 a 8.15 se pueden utilizar para estimar la resistencia residual del suelo licuado como una función del SPT o el CPT.

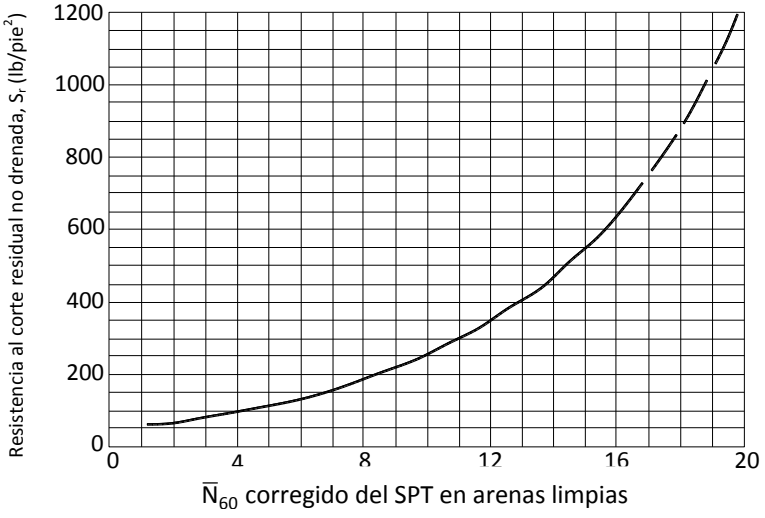
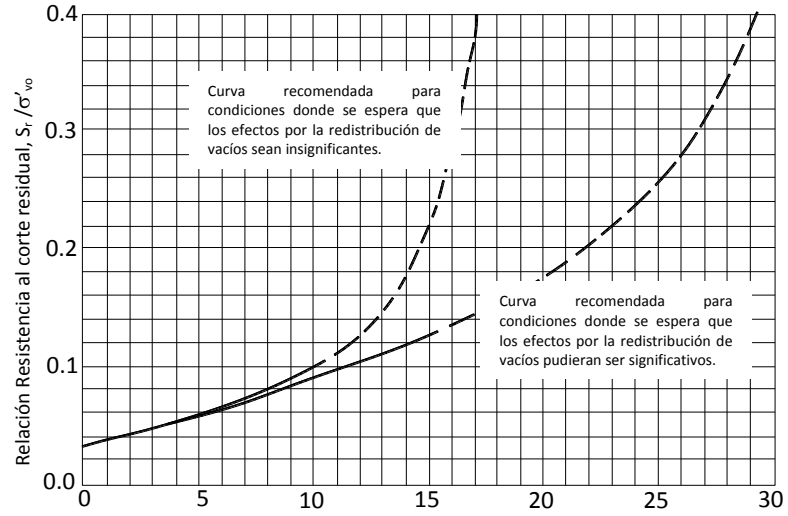
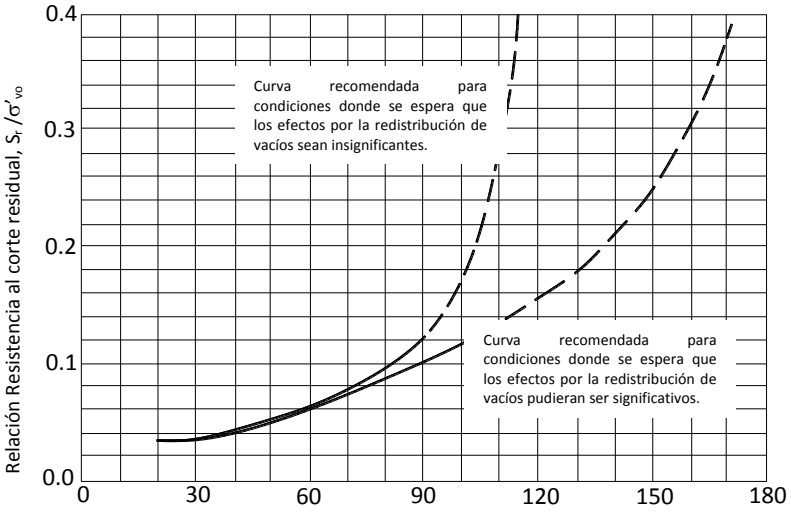


Figura 8.12. Estimación de la resistencia residual, a partir del SPT – Modelo propuesto por Idriss (1998) (WSDOT, 2010)



a) $\overline{N}_{60}$ corregido del SPT en arenas limpias



b) q_{c1n} corregido del CPT en arenas limpias

Figura 8.13. Cociente de la resistencia al corte residual, S_r/σ'_{vo} , de suelos licuados versus arenas limpias– Modelos propuestos por Idriss y Boulanger (2007). a) SPTcorregido para σ'_{vo}< 400kPa. b) CPT normalizado y corregido para σ'_{vo}< 400kPa (IDRISS, y otros, 2007)

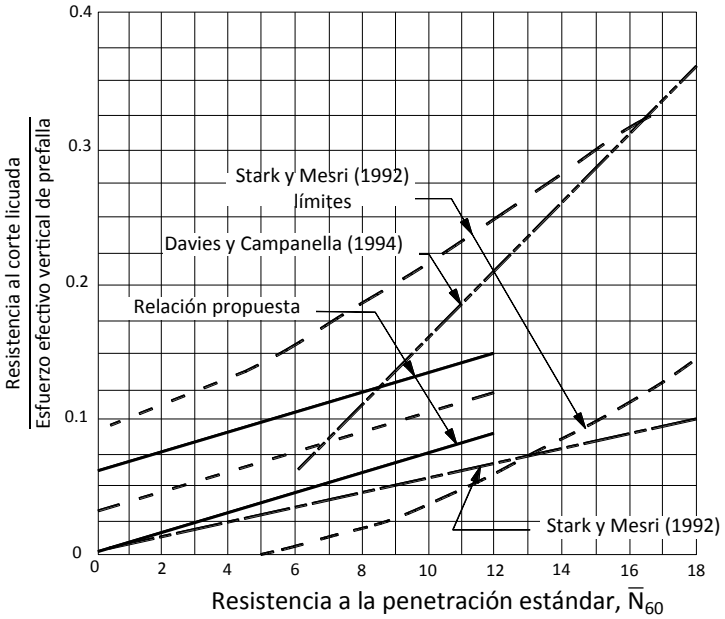


Figura 8.14. Estimación del Cociente de la resistencia al corte residual, S_r/σ'_{vo} a partir del SPT. – Modelo prouesto por Olson y Stark (2002) (WSDOT, 2010)

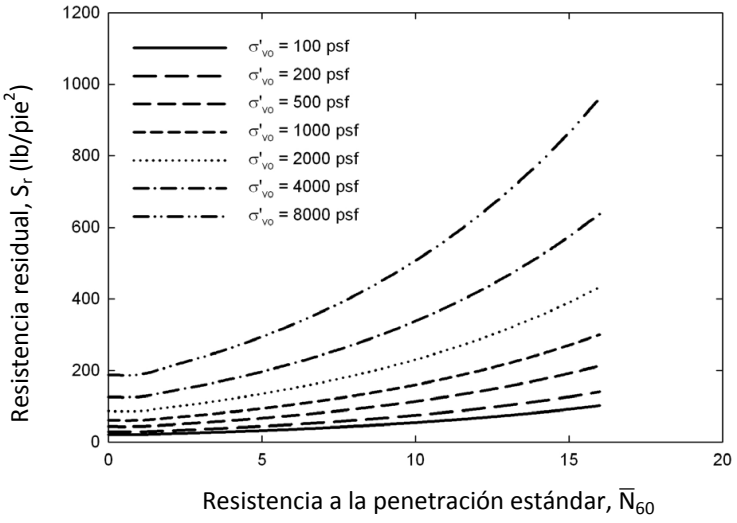


Figura 8.15. Variación del Cociente de resistencia residual con la resistencia SPT y el esfuerzo vertical efectivo – Modelo híbrido de Kramer -Wang (2008) (WSDOT, 2010)

Se recomienda que se realicen comprobaciones con todas estas figuras para determinar la resistencia residual y promediar usando un esquema de ponderación. La Tabla 8.17 presenta un ejemplo de factores de ponderación según lo recomendado por Kramer (2008), a partir del ensayo SPT. Los diseñadores que usan estas correlaciones se deben familiarizar con la manera

como las correlaciones fueron desarrolladas, las suposiciones usadas, y cualquier limitación de ellas según lo discutido en los documentos de fuente para las correlaciones, antes de seleccionar un esquema de ponderación final para utilizar en un proyecto dado. Las correlaciones alternas basadas en datos de CPT pueden también ser consideradas.

Tabla 8.17. Factor de reducción debido a la profundidad (WSDOT, 2008)

MODELO	FACTOR DE PONDERACIÓN
Idriss (1990)	0,20
Idriss y Boulanger (2007)	0,20
Olson y Stark (2002)	0,20
Híbrido Kramer y Wang (2008)	0,40

Estos procedimientos para estimar la resistencia residual de un depósito licuado del suelo se basan en relaciones empíricas entre la resistencia al corte residual no drenada y la resistencia registrada con $\overline{N}_{60}$ (SPT), y q_{c1n} (CPT) equivalentes para arena limpia, usando el registro de casos históricos. El nivel significativo de incertidumbre en estas estimaciones de la resistencia residual se debe tener en cuenta en los cálculos de diseño y de evaluación.

8.4.2.6. Determinación del potencial de licuación y efectos mediante ensayos de laboratorio

Mediante ensayos sencillos de laboratorio se puede llegar a determinar el potencial de licuación del suelo, como se presenta a continuación:

- **Índice de plasticidad – Boulanger e Idriss (2008)**

  Los autores de este criterio, definieron la susceptibilidad a la licuación dependiendo del valor del índice de plasticidad, exponiendo en los argumentos que una arena puede adquirir el comportamiento plástico de una arcilla dependiendo del valor de Ip para su porción de finos. Se puede evaluar la susceptibilidad a la licuación de la Figura 8.16.

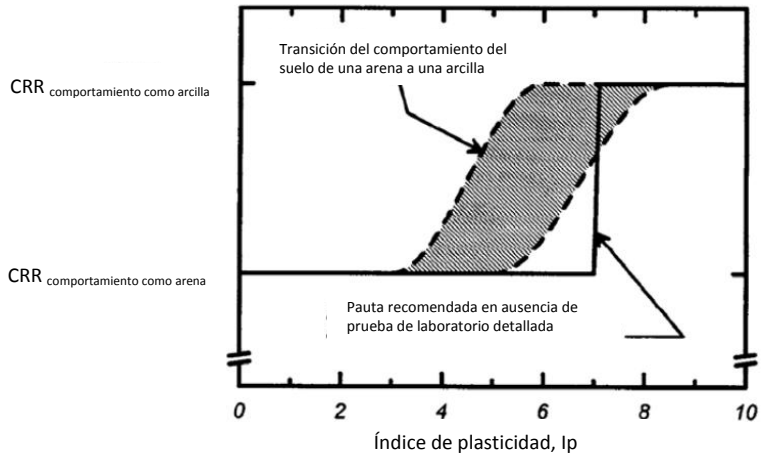


Figura 8.16. Transición del comportamiento de una arena al comportamiento de una arcilla dependiendo del valor del índice de plasticidad (WSDOT, 2008)

Para describir el comportamiento planteado por Boulanger e Idriss, se plantea la siguiente expresión:

$$S_{BI}=\left[1+\left(\frac{\ln I_p}{1.843}\right)^{11.483}\right]^{-2} \qquad [8.40]$$

Donde: S_{BI}: Índice de susceptibilidad por Boulanger e Idriss, adimensional.

I_p: Índice de plasticidad, adimensional.

- **Índice de plasticidad, humedad y límite líquido – Bray y Sancio (2006)**

Se hace un nuevo planteamiento para la evaluación del índice de susceptibilidad a la licuación, incluyendo otras variables como la humedad y el límite líquido. En la Figura 8.17, se presentan los límites planteados por Bray y Sancio (2006).

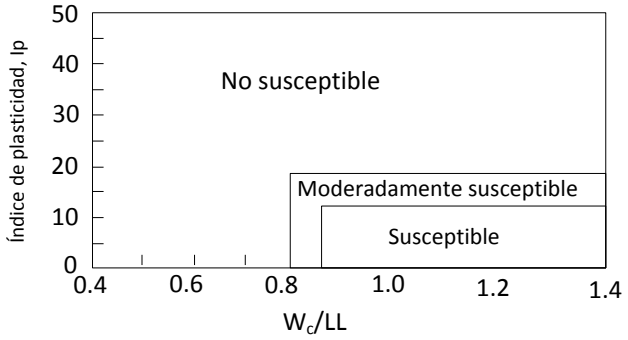


Figura 8.17. Rangos de $\frac{\omega}{LL}$ y el índice de plasticidad para diferentes categorías de susceptibilidad, de acuerdo a Bray y Sancio (WSDOT, 2008)

Para describir el comportamiento planteado por Bray y Sancio, se plantea la siguiente expresión:

$$S_{BS}=\left[1+\left(\frac{\ln I_p}{2{,}778}\right)^{33{,}077}\right]^{-2}\left[1+\left(\frac{4{,}401}{\ln\frac{\omega}{LL}}\right)^{360{,}471}\right]^{-2} \qquad [8.41]$$

Donde: S_{BS}: Índice de susceptibilidad por Bray y Sancio, adimensional.

I_p: Índice de plasticidad, adimensional.

ω: Contenido de agua, humedad en porcentaje (%).

LL: Límite líquido, en porcentaje (%).

Este modelo planteado por Bray y Sancio presenta algunas limitaciones, al igual que el planteado por Boulanger e Idriss, debido a los materiales estudiados; son métodos de evaluación del índice de susceptibilidad a la licuación que generan valores diferentes pero que, sin embargo, tienen argumentos sustentables y que sirven para la identificación de suelos susceptibles de licuación o, por lo menos, que pueden presentar el comportamiento en licuación. Aunque estos planteamientos se encuentran en discusión son dos maneras muy cercanas para evaluar el índice de susceptibilidad a la licuación.

Los dos planteamientos se han unificado para proponer una ecuación para

evaluar un índice de susceptibilidad general de licuación, que puede variar de 0 a 1, así:

$$SI=w_1 S_{BI} + w_2 S_{BS} \quad [8.42]$$

Donde: SI: Índice de susceptibilidad general, adimensional.

S_{BI}: Índice de susceptibilidad por Boulanger e Idriss, adimensional.

S_{BS}: Índice de susceptibilidad por Bray y Sancio, adimensional.

w_1, w_2: Factores de ponderación, adimensionales $w_1+w_2=1$, puede tomarse igual a 0.5, si no existe información que modifique estos factores.

Habiendo planteado la expresión 8.41, y considerando la incertidumbre en la determinación de los parámetros considerados en esta ecuación, índice de plasticidad, humedad y límite líquido, se obtiene la siguiente ecuación:

$$SI=0.5\left\{\left[1+\left(\frac{\ln I_p}{1{,}938}\right)^{6{,}676}\right]^{-2}+\left[1+\left(\frac{\ln I_p}{2{,}778}\right)^{33{,}077}\right]^{-2}\left[1+\left(\frac{4{,}401}{\ln\frac{\omega}{LL}}\right)^{360{,}471}\right]^{-2}\right\} \quad [8.43]$$

Donde: SI: Índice de susceptibilidad general, adimensional.

I_p: Índice de plasticidad, adimensional.

ω: Contenido de agua, en porcentaje (%).

LL: Límite líquido, en porcentaje (%).

El comportamiento de este índice es presentado en la Figura 8.18.

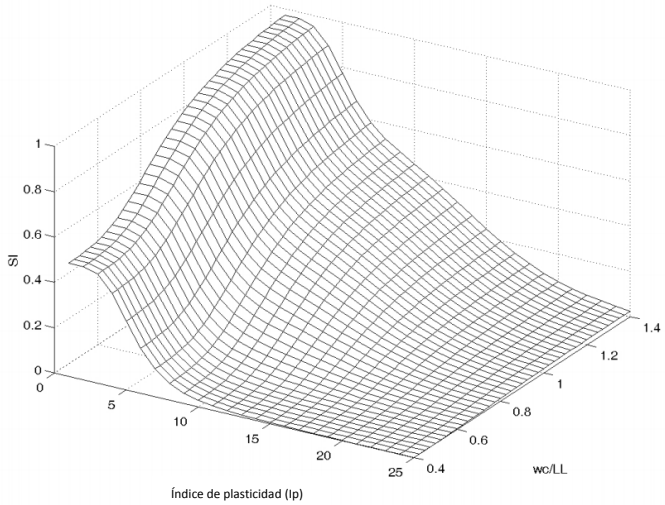


Figura 8.18. Variación de SI con w_1 y w_2 iguales a 0.5. Efecto de la incertidumbre en la determinación de los parámetros I_p, w y LL (WSDOT, 2008)

Ejemplo 5

Evaluar la susceptibilidad de licuación para una Arena limosa con I_p= 1, ω=LL, utilizando las ecuaciónes 8.40, 8.41 y 8.43.

Solución

S_{BI}= 1.00, S_{BS}= 0.76, entonces SI= 0.88. Con el valor obtenido de SI, hay una alta probabilidad de licuación. Es considerado susceptible por ambos criterios.

Si es necesario un análisis refinado del potencial de licuación, del asentamiento inducido por licuación, o de la resistencia residual del suelo licuado, el ensayo de laboratorio de resistencia cíclica al corte o prueba triaxial cíclica se puede utilizar en lugar de criterios empíricos del suelo gradación/Ip/densidad (es decir, SPT o CPT normalizado), si es posible la obtención de muestras inalteradas de la alta calidad. El triaxial cíclico se puede utilizar también para evaluar la susceptibilidad de licuación sobre suelos arenosos en muestras remoldeadas. Sin embargo, debido a las dificultades en crear especímenes representativos de las condiciones reales *"in situ"* del suelo, esta prueba solamente se realizara cuando el ingeniero geotecnista lo solicite.

8.4.2.7. Combinación de cargas inerciales sísmicas con el uso de la resistencia del suelo a la licuación

El número de ciclos de carga requeridos para iniciar la licuación y, por lo tanto, el tiempo en el cual la licuación actúa, tiende a variar con la densidad relativa y la composición del suelo (es decir, suelos más densos requieren más ciclos de carga para causar la licuación inicial).

Para duraciones cortas de los movimientos sísmicos y/o suelos relativamente densos, la licuación se puede accionar cerca del final de la sacudida. En este caso, la estructura de interés es poco probable que sea sometida a altas fuerzas de inercia después de que el suelo haya alcanzado un estado licuado, y la evaluación de las demandas de inercia máximas en la estructura se puede esencialmente desligar de la evaluación de las deformaciones asociadas a la licuación del suelo.

Sin embargo, para sismos de larga duración (generalmente asociados a sismos de gran magnitud) y/o los suelos muy sueltos, la licuación se puede accionar temprano en el movimiento, y la estructura puede soportar la sacudida fuerte mientras que el suelo está en un estado licuado. En este caso, sí se deben considerar simultáneamente las demandas de inercia y las deformaciones inducidas por la licuación.

En la actualidad no hay consenso sobre la manera de abordar específicamente esta consideración, sobre cómo se logra la sincronía de la aceleración sísmica, sobre el desarrollo de la licuación inicial y su impacto combinado en la estructura. Análisis más rigurosos, que usan métodos no lineales de la variación de esfuerzos efectivos son necesarios para determinar analíticamente esta sincronía. Los métodos no lineales de esfuerzos efectivos pueden explicar la acumulación en la presión de poros y la degradación de la rigidez y resistencia de las capas de suelos susceptibles a la licuación. Como en general aplica para casi todos los software en geotecnia, el uso de estas aproximaciones analíticas, requiere de una definición muy concienzuda de los parámetros del suelo que intervienen; por lo tanto, es necesario tener en cuenta la experiencia del ingeniero geotecnista para la aplicación de estos modelos. En particular, se deberá prestar atención a los datos de entrada, a la manera cómo se aplican los métodos y a los impactos resultantes.

Cuando se considera el efecto de la licuación sobre la resistencia del suelo y

las cargas en la fundación de la estructura en las direcciones axiales (verticales) y laterales (horizontales), se deben realizar dos análisis para encontrar la sincronía de las diferentes reacciones. Para los sitios donde la licuación ocurre alrededor de la fundación de las estructuras, éstas se deberán analizar y diseñar de acuerdo con lo siguiente:

- **Suelo no licuado.** La estructura debe ser analizada y diseñada asumiendo que no ocurre licuación, usando el espectro de respuesta apropiado para las condiciones de sitio del suelo en estado no licuado.

- **Suelo licuado.** El planteamiento para la condición de suelo no está licuado, deberá ser reanalizado, suponiendo que los estratos se han licuado. Debido a este proceso, aparecen los parámetros de resistencia residual utilizada para los análisis de cimientos profundos en dirección horizontal y vertical. El espectro de diseño debe ser igual al que se usó en el modelo de suelo no licuado.

Diseñar estructuras para estos dos planteamientos, debe producir resultados conservativos. El modelo de suelo no licuado controla las cargas aplicadas a la estructura y, por lo tanto, se utiliza para determinar las cargas dentro la estructura, mientras que el modelo de suelo licuado controla las deformaciones máximas en la estructura y, por lo tanto, se utiliza para diseñar la estructura a deformación.

En algunos casos, este acercamiento puede ser más conservador de lo necesario y el diseñador puede utilizar un análisis refinado para determinar el efecto combinado de los impactos fuertes de la sacudida y de la licuación, al considerar que ambos efectos pueden no actuar simultáneamente. Sin embargo, algunos investigadores han encontrado que es posible que en el modelo de suelo no licuado se dé lugar a aceleraciones espectrales más altas.

8.4.3. Acciones sísmicas trasmitidas al terreno de cimentación a través de la estructura resistente

La respuesta dinámica del conjunto suelo-estructura o movimiento de este conjunto al ser solicitado por una acción sísmica, será más evidente cuanto más próximo sea el periodo propio de vibración de dicho conjunto suelo-estructura, al periodo predominante del movimiento sísmico.

Conociendo los periodos propios de oscilación de las estructuras, se deberán determinar previamente los cálculos de interacción suelo-estructura. Este cálculo bajo solicitación sísmica se puede realizar con metodologías muy diversas o con procedimientos empíricos aproximados de carácter pseudoestático.

La respuesta de la estructura cuando es sometida a excitación sísmica puede ser significativamente determinada por las características dinámicas de la fundación. Por ejemplo, la interacción de la superestructura de un puente con los estribos ha sido la causa de daños significativos en eventos sísmicos del pasado. Aunque los daños con otro tipo de cimentaciones (pilotes, zapatas corridas, etc), se han detectado que pueden ser mínimos, su funcionamiento puede tener un efecto importante sobre el comportamiento de la estructura, especialmente cuando se encuentre sobre suelo blando.

Teniendo en cuenta lo expuesto anteriormente, estudiar la fase suelo-estructura, permite evaluar un comportamiento más acertado que evaluar individualmente cada uno de estos elementos que conforman una cimentación. La interacción suelo-estructura se refiere al efecto que el suelo de fundación tiene sobre la respuesta dinámica de la estructura y al efecto que la estructura tiene sobre el movimiento del suelo. La influencia en la respuesta de la estructura incluye sin embargo, una amplificación del movimiento traslacional, la introducción de un componente oscilante para una cimentación profunda, un incremento en la flexibilidad del sistema y la adición de amortiguamiento de la acción histerética del suelo (amortiguamiento histerético) y la radiación de la energía, de manera que la estructura irradia las ondas en el suelo hacia afuera (amortiguamiento radial).

Considerando que la estructura interactúa con la fundación y la fundación con el suelo, el término correcto sería interacción suelo- fundación-estructura. Hay dos fuentes que originan esta interacción:

- Modificación del soporte, debido al cambio en la rigidez de la fundación, denominada interacción inercial.

- Modificación de los movimientos libre del suelo, debido a la presencia de las fundaciones, denominada interacción cinemática.

Los efectos de la interacción inercial dependen, básicamente, del periodo

fundamental y del contenido de frecuencia de los sismos. La interacción cinemática es generalmente insignificante para fundaciones superficiales y pilotes flexibles en suelos competentes, y tiende a reducir el soporte para pilotes rígidos.

Adicional a las recomendaciones para el diseño de la cimentación, presentadas en este documento, se deberán tener en cuenta las presentadas en la NSR-10 en el literal A.7. Interacción suelo-estructura.

8.5. CÁLCULO DINÁMICO DEL CONJUNTO SUELO –ESTRUCTURA

El cálculo dinámico del conjunto suelo-estructura se puede realizar con metodologías muy diversas. Los métodos del cálculo más usados son los mencionados a continuación.

En los dos modelos expuestos en seguida, se obtendrán como resultados en cada zona de fundación:

a) La evolución (o historia temporal) de los desplazamientos y de los esfuerzos totales y efectivos (cálculos acoplados esfuerzos-deformación-flujo).

b) La evolución de los desplazamientos y de los esfuerzos totales, cuando el cálculo se realice en esfuerzos totales sin consideración directa de las consecuencias del flujo de agua en el interior del terreno.

Con esta información se podrá juzgar acerca del comportamiento del sistema. En el primer caso de manera directa, pues del cálculo se obtienen desplazamientos y tensiones efectivas que permiten enjuiciar la seguridad de la obra y la posible funcionalidad durante y después del evento (temporal u otra causa).

En el segundo caso (cálculo en esfuerzos totales), es preciso un proceso de interpretación posterior para obtener las presiones intersticiales generadas por la acción dinámica. La base de partida de esta interpretación será la información sobre la resistencia dinámica del suelo obtenida en ensayos de laboratorio en esfuerzos totales con historias de esfuerzos similares a las resultantes del cálculo.

Si tras este proceso de evaluación resultara que en ninguna zona significativa del cimiento se supera el umbral de plastificación o rotura (licuación) en ningún momento, entonces la respuesta del cimiento puede considerarse prácticamente elástica. Debe concluirse que la situación es aceptable.

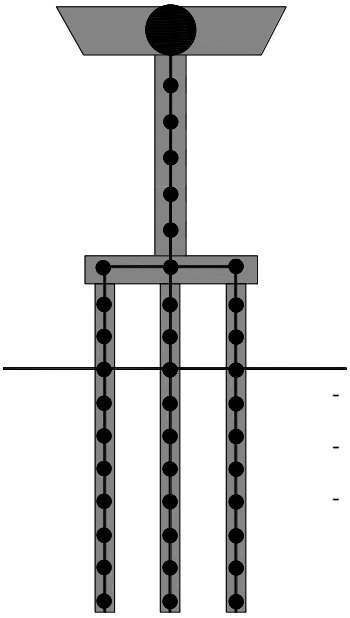
Sin embargo, para acciones dinámicas importantes, es posible que el cimiento experimente roturas parciales transitorias que pueden ser admisibles, pues no tienen que significar necesariamente la ruina de la obra sino un desplazamiento residual apreciable.

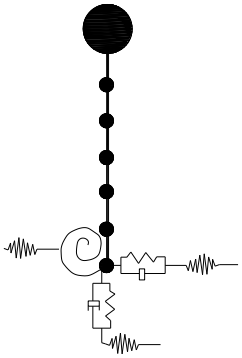
El cálculo dinámico de desplazamientos en geotecnia ha sido practicado durante décadas y su aplicación a los problemas de rotura es adecuada y recomendable. Conceptualmente estriba en admitir la rotura instantánea según el mecanismo que indica el cálculo y postular una cierta ley de resistencia residual en ese momento.

Las leyes de la dinámica de bloques rígidos permiten escribir las ecuaciónes del movimiento de la parte móvil de ese mecanismo de rotura e integrarlas para conocer el desplazamiento que ocurre durante esa fase parcial del movimiento. Este procedimiento de cálculo está bien establecido para el cálculo de movimientos de muros y taludes.

8.5.1. Cálculos con modelos numéricos con representación completa del cimiento

- **Definición del modelo geométrico discreto (elementos finitos o diferencias finitas) que representa una sección plana del problema en estudio incluyendo tanto la estructura como una fracción significativa del cimiento** (Figura 8.19). Los cálculos dinámicos tridimensionales son también posibles, aunque requiere un gran esfuerzo para la preparación del modelo geométrico. En los contornos del modelo se incluyen muelles y amortiguadores que representen, con cierta precisión, el amortiguamiento de radiación.





- El modelo de la superestructura puede proveer solución exacta para un sistema lineal
- Se puede iterar para aproximar efectos no lineales usando la linealización equivalente
- Es una forma no directa para manejar sistemas no lineales

Figura 8.19. Modelo discretizado para el análisis dinámico (FHWA, 2011)

- **Definición de parámetros del modelo de comportamiento elemental.** Normalmente, para facilitar los cálculos, el terreno se representa mediante un modelo elástico lineal y viscoso en término de esfuerzos totales. Se deberán realizar cálculos iterativos para obtener los parámetros que regulan la relación esfuerzo-deformación (G, v y D) que deberán adecuarse al nivel de deformación resultante, hasta conseguir la representación del comportamiento no lineal.

- **Definición de la acción.** El cálculo dinámico trata de representar el comportamiento del conjunto suelo-estructura ante una situación de cargas rápidamente variables. El carácter dinámico proviene del hecho diferencial, respecto a las condiciones estáticas, de producirse aceleraciones significativas en la estructura y/o el terreno. La acción dinámica depende del modelo geométrico utilizado para representar el problema. Las fuerzas actuantes se pueden representar mediante un conjunto de fuerzas de inercia iguales a los productos de las masas del modelo de cálculo por las aceleraciones que se considera que afectan a la base del modelo. Como el movimiento sísmico se especifica con carácter general para el terreno firme, para obtenerlo en la base del modelo se requiere realizar cálculos previos de amplificación (aumentos de las aceleraciones debido a suelos blandos situados encima de terrenos firmes)

y de deconvolución (reducciones de las aceleraciones con la profundidad) a partir del movimiento especificado.

- **Proceso de integración.** Para realizar cálculos dinámicos acoplados (presiones efectivas) es obligado realizar la integración del problema mediante un esquema explícito de diferencias finitas para la variable tiempo. Para los cálculos en esfuerzos totales, el proceso de integración (resolución) del problema dinámico se puede realizar mediante un esquema explícito de diferencias finitas en el dominio del tiempo (alternativa 1) o mediante la aplicación de la transformación de Fourier para resolver el problema para cada frecuencia y posterior integración en ese dominio (alternativa 2) o mediante un análisis modal espectral (alternativa 3). Aunque estos procedimientos son teóricamente equivalentes, el primero parece ofrecer cierta ventaja para tratar problemas no lineales.

8.5.2. Cálculo con una representación simplificada del cimiento

El cálculo dinámico estructural más extendido es aquél en que el cimiento queda representado por una serie de resortes y amortiguadores equivalentes. El modelo estructural puede consistir en una partición en elementos finitos o en un modelo de masas y resortes concentrados que representa la geometría, la rigidez y la inercia de la estructura en estudio de manera suficientemente precisa.

Tanto el depósito de suelo como la estructura se suponen elásticos lineales. Un cálculo iterativo permite adecuar los parámetros al nivel de deformaciones.

El amortiguamiento del sistema se estima independientemente a partir de los resultados de los ensayos dinámicos que se deben realizar a estos efectos. La acción dinámica se define normalmente mediante un sistema adecuado de fuerzas nodales. Las “constantes de resorte” son función de la amplitud de la deformación y de las frecuencias de la acción.

Cuando buena parte de la estructura está enterrada y el terreno se representa mediante muelles y amortiguadores, la definición de la acción sísmica en la base del modelo puede requerir unos cálculos previos.

8.6. CÁLCULO PSEUDO-ESTÁTICO DEL CONJUNTO SUELO –ESTRUCTURA

El cálculo dinámico de una cimentación o en general de una construcción apoyada en el terreno (incluyendo excavaciones con o sin sostenimiento) se puede abordar con los procedimientos usuales de la estática pero añadiendo fuerzas adicionales que representan la acción dinámica.

Las acciones estáticas equivalentes se supone dependen fundamentalmente del tipo de problema en estudio.

Los métodos pseudo-estáticos de análisis pueden ser utilizados para evaluar los efectos de un sismo sobre estructuras nuevas o existentes. La mayoría de los programas de análisis de cimentaciones son capaces de realizar análisis pseudo-estáticos, utilizando un coeficiente sísmico. Este coeficiente es aplicado a la masa del suelo con la superficie crítica de falla probable, que resulta en una gran fuerza horizontal. Si las fuerzas y momentos bajo esta carga son excedidos, la resistencia al corte y la capacidad de soportar el momento, reportan resultados con factor de seguridad menores que uno. (FS<1.0).

Un número de factores debe ser considerado cuando se realiza el análisis pseudo-estático:

a) **Coeficiente sísmico.** El coeficiente sísmico usado en los análisis es usualmente una fracción de la aceleración pico, determinado para la masa de suelo. Si se acepta un desplazamiento permanente (varios milímetros) debido al movimiento sísmico, el coeficiente sísmico puede ser asumido con seguridad como el 50% de la aceleración pico. Si los desplazamientos aceptados son grandes, la reducción de la aceleración pico puede ser también grande. Sin embargo, en este caso se requiere la estimación del desplazamiento producido por el movimiento sísmico. Comúnmente el coeficiente sísmico en la dirección vertical es igual a cero durante el análisis.

b) **Factor de seguridad.** Como se propone una reducción del coeficiente sísmico, para esto se deben tener en cuenta las condiciones presentadas en el capítulo A.3 de la Norma Sismo Resistente. En el aparte de Requisitos generales de diseño sismoresistente, en particular los literales A.3.6. Efectos sísmicos en los elementos estructurales, y A.3.7. fuerzas sísmicas de diseño en los elementos estructurales.

c) **Resistencia del suelo.** La resistencia del suelo utilizada en los análisis sísmicos debería ser determinada para condiciones no drenadas o esfuerzos totales para la mayoría de los casos, inclusive para el caso de las arenas. La resistencia no drenada del suelo es desarrollada por la aplicación rápida de esfuerzos cíclicos en combinación con cargas de corta duración. Para la mayoría de los suelos, las tasas y la duración de la carga son tales, que no se permite el drenaje; por lo tanto, se requiere necesariamente del uso de parámetros no drenados.

La evaluación de los asentamientos debe ser cuidadosamente realizada, considerando la ocurrencia de la licuación en estratos licuables saturados; por ejemplo, para el caso de arenas sueltas, puede resultar en una reducción significativa de la resistencia. Si estos estratos son identificados durante el plan de exploración, y detectado que son licuables durante los análisis, entonces se deberán usar los parámetros de resistencia residual para los análisis sísmicos.

Cuando, de forma aproximada, se verifiquen modos de fallo mediante formulaciones estáticas, la consideración del sismo se podrá realizar a través de acciones estáticas equivalentes. Dichas acciones equivalentes dependen de la tipología de la estructura, de las características de la interacción suelo-estructura y del modo de fallo analizado.

Como puede notarse durante el desarrollo de este ítem, ninguno de los valores obtenidos por estos métodos es utilizado directamente en la fórmula de capacidad portante. Estas metodologías están planteadas para la evaluación de los empujes laterales por la presión de tierras que se deben considerar para el chequeo de los diferentes probables tipos de falla de una cimentación (por volcamiento, por deslizamiento, etc.), y de manera indirecta modificar la geometría de la cimentación planteada debido a la acción del evento sísmico, geometría que sí está considerada en la mayoría de las metodologías de evaluación de la capacidad portante del suelo o la roca.

8.6.1. Fuerzas estáticas equivalentes sobre los cimientos

Las fuerzas estáticas equivalentes que actúan sobre el cimiento se podrán obtener a partir de un cálculo estructural estático al considerar la actuación sobre la estructura de las acciones estáticas equivalentes a la acción sísmica o al adoptar un porcentaje de la fuerza máxima transmitida al cimiento deducida de un cálculo dinámico.

Si el cálculo dinámico no incluye la masa del propio elemento de cimentación (zapata o encepado), entonces habrá que añadir una fuerza adicional que, a falta de otra indicación más precisa que pudiera darse en otro lugar específico, será el producto de su masa total por la aceleración horizontal, a_h.

8.6.2. Fuerzas estáticas equivalentes para la verificación de falla por pérdida de la estabilidad global

Para comprobar el efecto de la acción sísmica en el estudio de los problemas de estabilidad global controlados por la resistencia del terreno y, a falta de un mejor procedimiento para realizar el cálculo dinámico, se podrá suponer que la acción sísmica equivale a unas fuerzas de inercia definidas como el producto de la masa por las aceleraciones siguientes:

$$a_h = \alpha \, A_{max} \qquad [8.44]$$

$$k_v = \frac{1}{2} a_h \qquad [8.45]$$

Donde: a_h: Aceleración horizontal, adimensional.

k_v: Aceleración vertical, adimensional.

A_{max}: Aceleración pico definida en la NSR-10, Tabla 8.1, adimensional.

α: Factor que evalúa la flexibilidad de la obra frente a los sismos, adimensional.

Taludes exentos de cualquier tipo de estructura de contención y muros de gravedad sin coacciones, α=0,5.

Taludes con elementos rígidos (pilotes), o muros con elementos de anclaje, α= 0,75 a 1,0.

8.6.3. Empujes de tierra equivalentes sobre estructuras de contención

La evaluación del empuje de tierras sobre estructuras de contención, es particularmente determinante en la definición de la geometría de la cimentación; es usual que en el chequeo de las diferentes formas de falla (capacidad portante, volcamiento, deslizamiento, deformación, etc.), considerando parámetros estáticos del suelo, la cimentación de la estructura presente un factor de seguridad menor que uno (1.0) cuando se incrementan las fuerzas laterales actuantes debido al evento sísmico.

Es así, que las metodologías presentadas a continuación no pretenden explicar cómo es su influencia directa en la capacidad portante del suelo o en el diseño en sí de la cimentación, sino son metodologías desarrolladas para evaluar los incrementos de las cargas sobre las estructuras de contención, cuyo objetivo principalmente será resistir a estas cargas laterales garantizando su estabilidad, para lo cual obviamente al final debe afectar el dimensionamiento de la geometría de la cimentación propuesta.

El método pseudo-estático es un método de equilibrio de fuerzas que se utiliza para analizar las fuerzas externas y los efectos (es decir desplazamiento, vuelco, capacidad portante, etc.) sobre la estructura que se diseña. El método pseudo-estático utilizado para analizar el empuje activo sísmico de tierras usa el coeficiente de aceleración horizontal promedio que se ha ajustado por la onda de dispersión, ($k_h = k_{avg}$), multiplicado por el peso de la cuña estructural (peso de la estructura y de cualquier suelo sobre la estructura) y el peso de la cuña de activa, W_{DW}. Los empujes de tierra activos sísmicos en el método pseudo-estático, se ilustran en la Figura 8.20.

El método del límite-equilibrio se basa en las siguientes suposiciones:

- Durante el sismo se produce empuje activo de tierras en el muro de contención.
- El relleno es un suelo no cohesivo y se encuentra en estado seco (método de Mononobe-Okabe).
- La cuña activa de la falla se comporta como cuerpo rígido de modo que las aceleraciones sean uniformes a través del suelo.
- El suelo detrás de la pared no se satura y la licuación no ocurre.

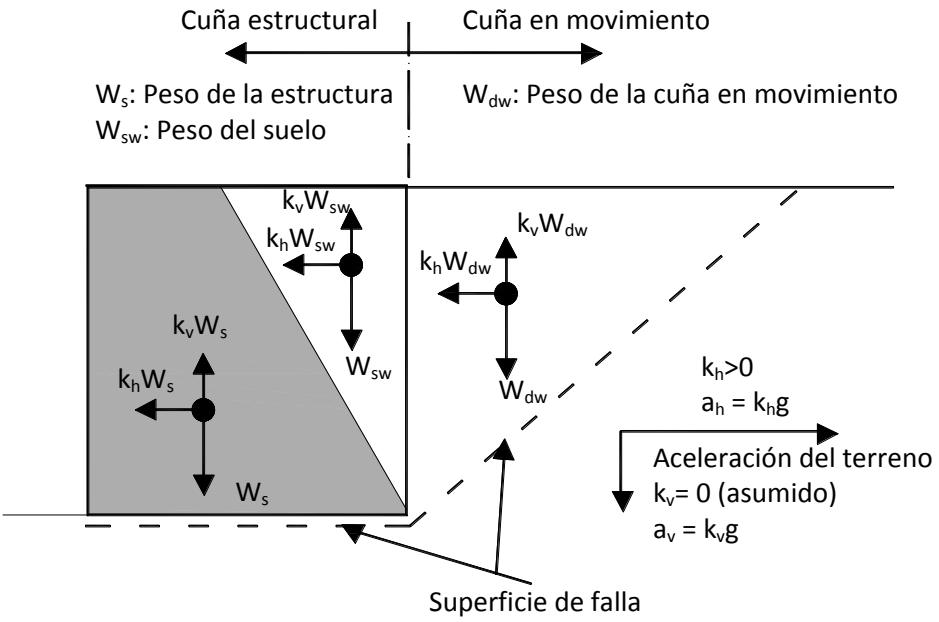


Figura 8.20., Método pseudo-estático. Fuerzas inerciales y fuerzas sísmicas (Método de Mononobe-Okabe (MO))

Los siguientes métodos pueden ser usados para evaluar el empuje activo sísmico:

1) Método de Mononobe-Okabe (MO).

2) Método de cuña de prueba.

3) Ábacos Empuje activo sísmico de tierras- NCHRP 611.

4) Método generalizado de equilibrio límite (GLE).

8.6.3.1. Método de Mononobe-Okabe

Es uno de los métodos más frecuentes para evaluar las cargas sísmicas en el empuje de tierras activo (Figura 8.21). El empuje dinámico activo de tierras, se puede determinar con la siguiente expresión:

$$P_{ae}=\frac{1}{2}\gamma H^2(1-k_v)K_{ae} \qquad [8.46]$$

Donde: P_{ae}: Empuje dinámico activo de tierras, en kilogramos por metro (kg/m).

γ: Peso unitario del suelo, en kilogramos por metro cúbico (kg/m^3).

k_v: Coeficiente de aceleración vertical, típicamente es cero, adimensional.

K_{ae}: Factor por configuración geométrica (expresión 8.47), adimensional.

$$K_{ae}=\frac{\cos^2(\varphi-\Psi-\theta)}{\cos\Psi\cdot\cos^2\theta\cdot\cos(\delta+\theta+\Psi)\cdot\left[1+\sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\varphi+\delta)\cdot\operatorname{sen}(\varphi-\Psi-\beta)}{\cos(\delta+\theta+\Psi)\cdot\cos(\beta-\theta)}}\right]^2} \qquad [8.47]$$

Donde: β: Ángulo del relleno detrás del muro, en grados (°).

δ: Ángulo de fricción entre el suelo y el muro, en grados (°).

ϕ: Ángulo de fricción interna del suelo, en grados (°).

θ: Ángulo del respaldo del muro con la vertical, en grados (°).

Ψ: $\tan^{-1}\left[\frac{a_h}{(1-k_v)}\right]$.

Aunque el método MO es de uso frecuente para calcular el empuje activo sísmico de tierras, se ha encontrado que produce altas presiones que tienden a acercarse al infinito cuando se analizan altas aceleraciones y/o laderas escarpadas. Esta situación ocurre cuando cualquiera de las condiciones siguientes de limitación se cumple:

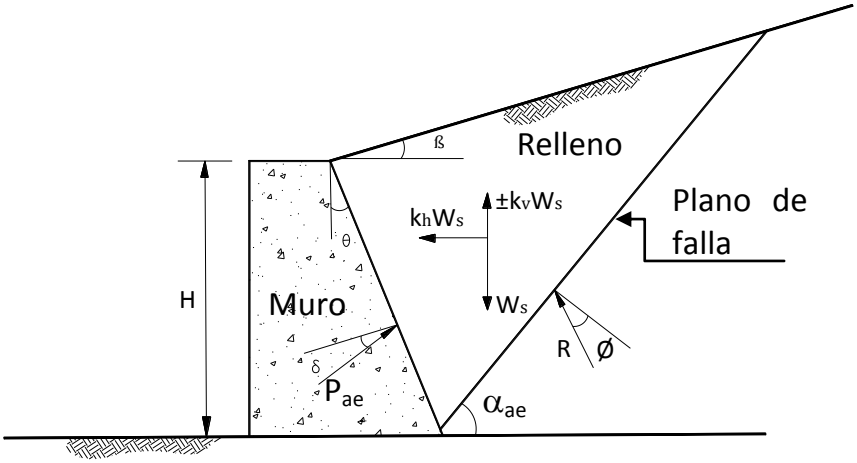


Figura 8.21. Método Mononobe-Okabe (SDOT)

$$\varphi \geq \beta + \Psi = \beta + \tan^{-1}\left[\frac{a_h}{(1-k_v)}\right] \qquad [8.48]$$

$$a_h \leq (1 - k_v) * \tan(\varphi - \beta) \qquad [8.49]$$

Donde: ϕ: Ángulo de fricción interna del suelo, en grados (°).

β: Ángulo del relleno detrás del muro, en grados (°).

k_v: Coeficiente de aceleración vertical, típicamente es cero, adimensional.

a_h: Aceleración horizontal, en metros por segundo cuadrado (m/s^2).

Como el MO es limitado a rellenos de materiales no cohesivos en estado seco, relleno que no se pueden encontrar típicamente a distancias muy grandes detrás de la pared, el MO puede no ser el método analítico más apropiado. Debido a las varias limitaciones asociadas a la ecuación del MO, el uso de esta ecuación se debe limitar a los siguientes criterios:

- El ángulo del material de relleno debe ser menor que 18.4°, o una pendiente de 3H: 1V.

- Limitar a $K_{ae} \leq 0.60$.

- Drenaje libre para los materiales de relleno (suelos no cohesivos) detrás de la pared del muro de la cuña activa sísmica.

8.6.3.2. Método de cuña de prueba

Este método puede ser usado para determinar las fuerzas activas inducidas por el sismo, cuando el MO no es apropiado. Este método es el más adaptable y puede considerar diferentes tipos de suelo en el relleno, y geometrías relativamente complejas. (Figura 8.22).

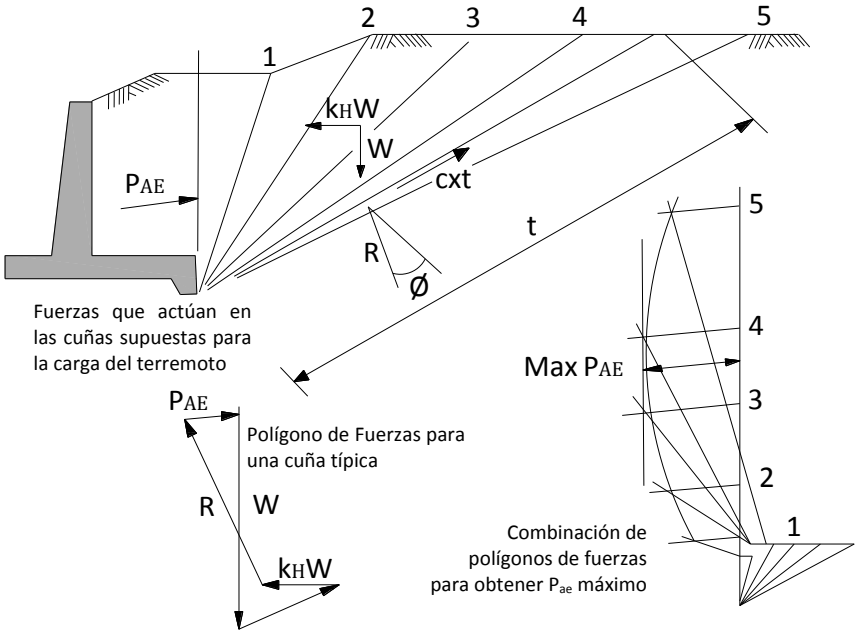


Figura 8.22. Método de la cuña de prueba (SDOT)

Se debe notar que las fuerzas de inercia inducidas por el sismo resultado de la cuña estructural (muro de contención o suelo de relleno dentro de la cuña estructural), no están incluidas en el método MO ni en el Método de la cuña de prueba, y estas fuerzas también se deben incluir en el análisis.

Cuando la aceleración horizontal, a_h, es igual a la aceleración horizontal máxima (PGA o A_{max}), el empuje activo sísmico puede llegar a ser muy grande, dando por resultado que el diseño de la estructura de contención llega a ser cada vez más grande y poco económico. El diseño para a_h = PGA limita las

deformaciones a cero. Si las deformaciones se pueden tolerar dentro de los límites de funcionamiento de la estructura, después la aceleración horizontal, a_h, puede ser reducida.

8.6.3.3. Ábacos Empuje activo sísmico de tierras- NCHRP 611

NCHRP 611 ha desarrollado el siguiente análisis de la cuña tipo Coulomb, que se basa en el método de la cuña de prueba según la Figura 8.23. La siguiente expresión permite la entrada de la cohesión en la determinación de la presión activa sísmica de tierras (P_{ae}):

$$P_{ae}=\frac{W[(1-k_v)\cdot\tan(\alpha-\varphi)+a_h]-c\cdot L[\text{sen}\alpha\cdot\tan(\alpha-\varphi)+\cos\alpha]-c_a\cdot H[\tan(\alpha-\varphi)\cdot\cos\omega+\text{sen}\omega]}{[1+\tan(\delta+\omega)\cdot\tan(\alpha-\varphi)]^{\cos(\delta+\omega)}} \quad [8.50]$$

Donde:

P_{ae}: Empuje dinámico activo de tierras, en kilogramos por metro (kg/m).

α: Ángulo del plano de falla, en grados (°).

ϕ: Ángulo de fricción interna del suelo, en grados (°).

a_h: Aceleración horizontal, en metros por segundo cuadrado (m/s^2).

k_v: Coeficiente de aceleración vertical, típicamente es cero. En metros por segundo cuadrado (m/s^2).

c: Cohesión del suelo, en kilogramos por metro cuadrado (kg/m^2).

c_a: Adherencia entre el suelo y la pared trasera del muro, en kilogramos por metro cuadrado (kg/m^2).

δ: Ángulo de fricción entre el suelo y el muro, en grados (°).

ω: Ángulo del muro, en grados (°).

H: Altura del muro, en metros (m).

L: L_n, longitud de la superficie de falla AH, en metros (m).

W_1: Peso de la cuña ABCDEF+q_1+f, en kilogramos por metro cuadrado (kg/m^2).

W_n: Peso de la cuña ABCDEGH+q_1+q_2+f, en kilogramos por metro cuadrado (kg/m^2).

W_{n+1}: Peso de la cuña ABCDEGI+q_1+q_2+f, en kilogramos por metro cuadrado (kg/m^2).

q_1: Sobrecarga uniforme de la tira localizada entre D y E, en kilogramos por metro cuadrado (kg/m^2).

q_2: Sobrecarga uniforme de la tira localizada entre G e I, en kilogramos por metro cuadrado (kg/m^2).

f: Carga lineal localizada entre B y C, en kilogramos por metro lineal (kg/m).

Los parámetros de diseño deben ser seleccionados con base en las condiciones de sitio. El único parámetro que debe ser determinado con pruebas es el ángulo del plano de falla (α_n). El ángulo del plano de falla (α_n) es determinado variando el ángulo del plano de falla (α_n) hasta que se calcule el máximo P_{an}= P_{ae}.

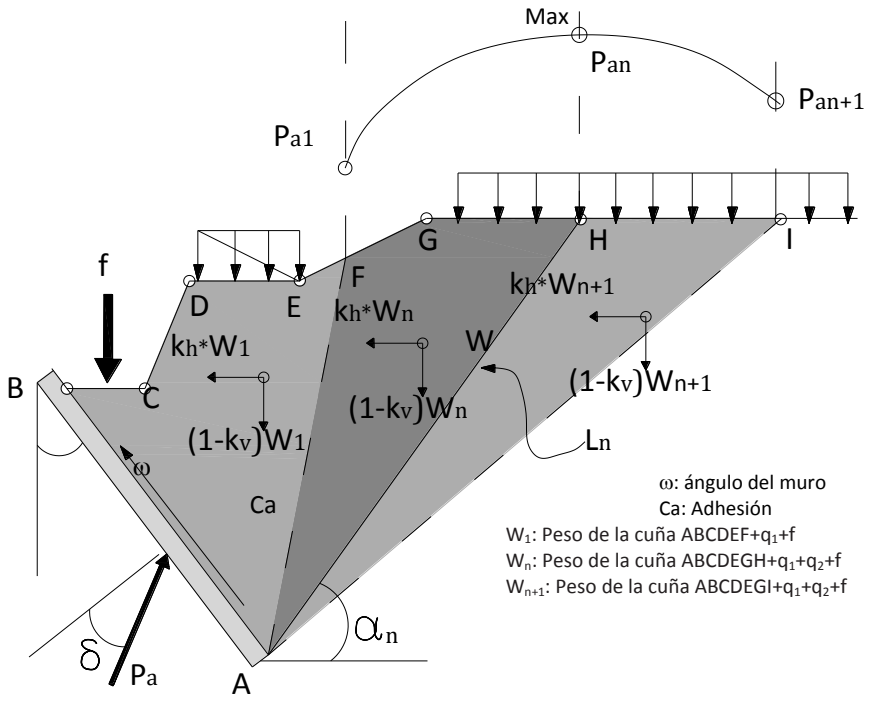


Figura 8.23. Cuña sísmica activa (SDOT)

Las cartas de diseño se presentan en las Figuras 8.24, 8.25 y 8.26 y han sido desarrolladas basadas en:

1. Nivel del terreno detrás del muro.

2. Ángulo de fricción entre el suelo y el muro, $\delta = 0.67\phi$.

3. Ángulo de fricción interna, $\phi = 30°$, 35° and 40°.

4. Relación de la resistencia al corte $C/\gamma H = 0.0$, 0.05, 0.10, 0.15, 0.20, 0.25, and 0.30, donde:

    C: cohesión, en kilogramos por metro cuadrado(kg/m^2).

    γ: Peso unitario del suelo, en kilogramos por metro cúbico (kg/m^3).

    H: Altura del muro, en metros (m).

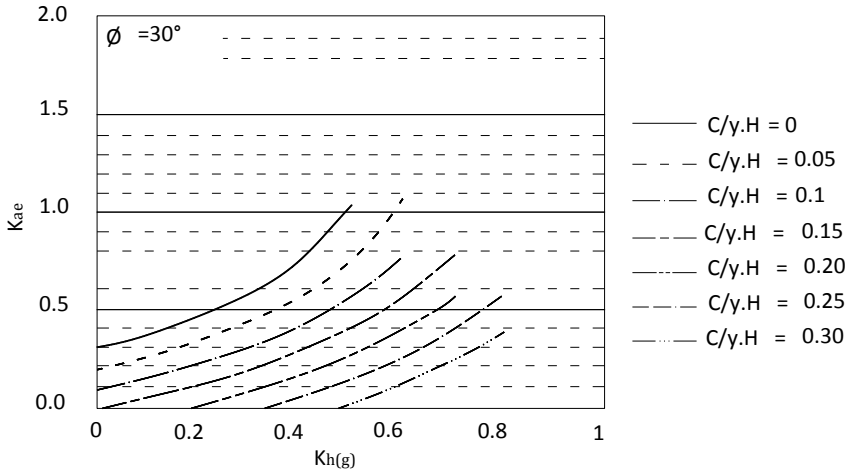


Figura 8.24. Empuje activo sísmico de tierras (ϕ = 30°) (SDOT)

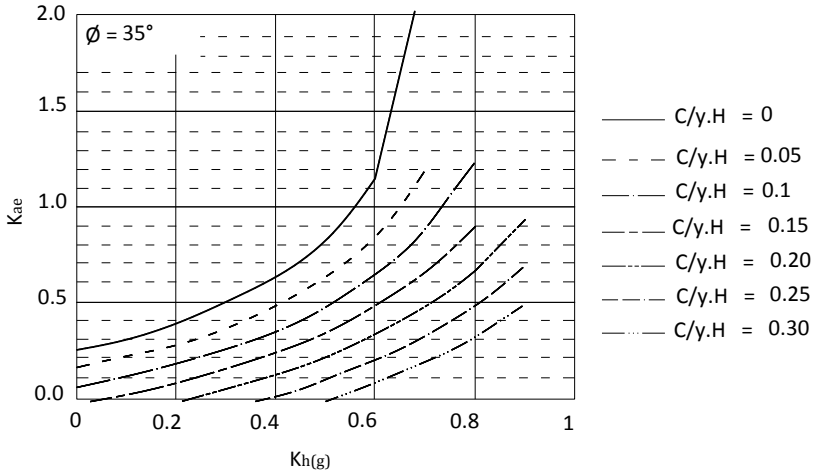


Figura 8.25. Empuje activo sísmico de tierras (ϕ = 35°) (SDOT)

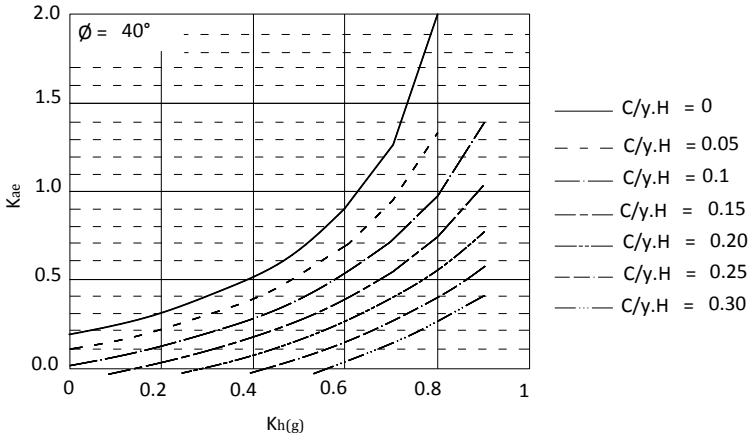


Figura 8.26. Empuje activo sísmico de tierras (ϕ = 40°) (SDOT)

8.6.3.4. Método generalizado de equilibrio límite (GLE)

El método generalizado de equilibrio del límite (GLE) se puede también utilizar para evaluar fuerzas activas críticas inducidas por un sismo cuando el método MO no sea el método apropiado. Este método se ha incluido en varios programas de computadora convencionales de estabilidad de taludes de equilibrio límite. Este método es el más robusto de los métodos de equilibrio de límite porque puede manejar geometrías complejas, él incorpora varias capas de suelo, y permite que el usuario explore superficies de la falla y combinaciones ilimitadas del suelo sin dedicar tiempo o exactitud.

El método de la estabilidad de taludes que se debe utilizar en este análisis es el método de Spencer porque satisface el equilibrio de fuerzas y de momentos. Las superficies de fallas circulares, lineales, multilineales, o al azar deben ser investigadas. Este tema sale del alcance del Manual.

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

BOWLES, JOSEPH E. 1997. *Foundation Analysis and Design.* Quinta ed. 1997.

DAY, ROBERT W. 2000. *Geotechnical Earthquake Engineering Handbook.* New York : McGraw-Hill, 2000.

FHWA, FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. 2011. *LRFD Seismic Analysis and Design of Transportation Geotechnical Features and Structural Foundations: Reference Manual. National Highway Institute. NHI Course No. 130094.* Washington D. C. : s.n., 2011.

IDRISS, I y BOULANGER, R. 2007. SPT -and CPT- Based relationships for the Residual Shear Strength for Liquefied Soils. [aut. libro] KYRIAZIS D. PITILAKIS. *Earthquake Geotechnical Engineering. 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering - Invited Lectures.* Dordrecht : Springer, 2007, Vol. 6, págs. 1-22.

KRAMER, S. L. 1996. *Geotechnical Earthquake Engineering.* s.l. : Prentice Hall, 1996.

MNDOT, MINNESOTA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. 2008. *Geotechnical Manual.* Saint Paul : s.n., 2008.

MOPU, MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO. DIRECCIÓN GENERAL DE PUERTOS Y COSTAS. 2005. *Recomendaciones para Obras Marítimas y Portuarias.* Madrid : s.n., 2005. ROM 0.5-05.

NSR-10, MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL-Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones Sismo resistentes. 2010. *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente.* Bogotá D.C. : s.n., 2010.

ODOT, OREGON DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. 2010. *Geotechnical Design Manual.* Salem : s.n., 2010.

SARRIA M., A. 1995. *Ingeniería Sísmica.* Bogotá D. C. : Universidad de los

Andes, 1995.

SCDOT, SOUTH CAROLINA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. 2010. *Geotechnical Design Manual.* 2010.

SUAREZ, JAIME. 1998. *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en zonas tropicales.* Bucaramanga : s.n., 1998. Vol. 1.

WSDOT, WASHINGTON STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. 1994. *Analytical modeling of Foundations for Seismic analysis of bridges.* Olympia : s.n., 1994. WA-RD 328.2.

—. 2008. *Evaluation of Liquefaction Hazards in Washington State.* Seattle : s.n., 2008.

—. 2010. *Geotechnical Design Manual. Environmental and engineering programs.* Seattle : s.n., 2010.

ZEEVAERT, L. 1973. *Foundation engineering for difficult subsoil conditions.* s.l. : Van Nostrand Reinhold, 1973.

9

LINEAMIENTOS PARA ALGUNAS OBRAS DE INFRAESTRUCTURA VIAL

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 9. LINEAMIENTOS PARA ALGUNAS OBRAS DE INFRAESTRUCTURA VIAL 9-1
9.1. PUENTES 9-1
9.2. TERRAPLENES Y PEDRAPLENES 9-1
9.2.1. Condiciones de carga 9-2
9.2.2. Régimen hidráulico 9-4
9.2.3. Capacidad de carga 9-4
9.2.4. Asentamientos 9-5
9.2.4.1. Cambio de esfuerzos 9-5
9.2.4.1.1. Asentamientos inmediatos 9-10
9.2.4.1.2. Asentamientos por consolidación 9-17
9.2.5. Desplazamiento lateral 9-21
9.2.6. Excavaciones 9-22
9.2.7. Drenajes 9-22
9.2.8. Técnicas para mejorar la estabilidad de los terraplenes 9-22
9.2.8.1. Construcción por etapas 9-22
9.2.8.2. Reforzamiento de la base del terraplén 9-24
9.2.8.3. Mejoramiento del suelo 9-24
9.2.8.4. Terraplenes construidos con material de bajo peso 9-24
9.2.8.5. Construcción de bermas en el pie del talud 9-25
9.2.9. Técnicas para disminuir el asentamiento 9-25
9.3. ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN 9-26
9.3.1. Clasificación de las estructuras de contención 9-27
9.3.2. Condiciones preliminares 9-27
9.3.2.1. Socavación 9-27
9.3.2.2. Drenaje 9-28
9.3.2.3. Excavaciones 9-28
9.3.2.4. Condiciones de utilización de los muros estabilizados mecánicamente 9-29
9.3.3. Estados límite y factores de resistencia 9-29

9.3.3.1. Factores de resistencia 9-29
9.3.3.2. Estado límite de resistencia 9-30
9.3.3.2.1. Capacidad de carga 9-30
9.3.3.3. Estado límite de servicio 9-34
9.3.3.3.1. Asentamientos 9-34
9.3.3.3.2. Desplazamientos laterales 9-35
9.3.3.3.3. Estabilidad global 9-37
9.4. OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL 9-37
9.4.1. Cargas 9-37
9.4.2. Condiciones preliminares 9-38
9.4.3. Estado límite de resistencia 9-38
9.4.3.1. Capacidad de carga 9-38
9.4.4. Estado límite de servicio 9-41
9.4.5. Excavaciones 9-41
9.5. EXCAVACIONES Y CORTES 9-42
9.5.1. Excavaciones para cimentaciones 9-42
9.5.2. Valores de diseño 9-42
9.5.3. Diseño de taludes en depósitos de suelo 9-42
9.5.4. Análisis de filtración e impacto sobre el diseño 9-46
9.5.5. Levantamiento del fondo en arcilla 9-46
9.5.6. Levantamiento del fondo en arena 9-48
9.6. PASOS INFERIORES 9-51
9.6.1. Cargas 9-51
9.6.2. Cimentación 9-51
9.7. DISEÑO DE FUNDACIONES PARA SEÑALES Y POSTES DE ILUMINACIÓN 9-52
BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA 9-56

CAPÍTULO 9. LINEAMIENTOS PARA ALGUNAS OBRAS DE INFRAESTRUCTURA VIAL

En Capítulos precedentes se han dado los lineamientos para diseñar una cimentación. En este Capítulo, se brinda una guía para el diseño de la estabilidad de estructuras viales como puentes, pasos inferiores, obras de drenaje, terraplenes, excavaciones y postes de señalización.

Para cada una de estas estructuras, se añadirán unas recomendaciones relativas a la cimentación, con el ánimo que sean tenidas en cuenta en los diversos proyectos de infraestructura vial a cargo del INVIAS, que son supervisados por la entidad, entre los cuales se incluyen las solicitudes de permisos de uso de vías nacionales.

Los métodos y las metodologías para el análisis de estabilidad de laderas naturales se encuentran fuera del alcance de este Manual; no obstante, es necesario que antes de acometer alguna estructura en zonas potencialmente inestables se realicen los estudios y diseños necesarios para evaluar la estabilidad de la ladera.

9.1. PUENTES

Las disposiciones específicas para puentes tratadas en los Capítulos 6 y 7 son suficientemente amplias, razón por la cual no se considera necesaria ninguna ampliación en este Capítulo.

9.2. TERRAPLENES Y PEDRAPLENES

En este numeral se considera el diseño de terraplenes, reforzados o no, de carácter antrópico, cuyas características constructivas se describen en las Especificaciones Generales de Construcción del INVIAS, a la luz del Artículo 220 y demás Artículos relacionados.

El análisis de estabilidad sólo se refiere a la capacidad de carga del suelo de cimentación y al análisis de asentamientos; queda fuera del alcance de este

Manual el análisis de estabilidad global referente a la geometría y a la inclinación de los taludes, análisis que se puede abordar utilizando métodos convencionales, como el de equilibrio límite, en el cual las fuerzas resistentes son mayores que las fuerzas actuantes, o cualquier otra metodología aplicable al análisis de estabilidad de taludes.

Para los fines de la cimentación se deben considerar; en forma especial, aquellos terraplenes o pedraplenes en los cuales los riesgos de rotura sean más evidentes, como los casos que se citan a título de ejemplo:

1) Terraplenes o pedraplenes a media ladera en zonas de inestabilidad natural previa o con pendientes transversales superiores al 15%.

2) Terraplenes sobre suelos arcillosos blandos, cuya resistencia al corte puede ser insuficiente para soportar el peso del relleno.

3) Suelos blandos o sueltos que requieren de estabilización del terreno.

4) Terraplenes en suelos de difícil comportamiento; como los suelos orgánicos, expansivos, licuables, dispersos, erodables y colapsables.

5) Condiciones hidrogeológicas e hidráulicas adversas.

Es de vital importancia que la exploración y ensayos permitan determinar adecuadamente el perfil del suelo así como la información referente a las propiedades que se requieren para los estudios de estabilidad, referentes a los análisis de capacidad de carga y deformación. En los Capítulos 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 10 del Manual se encuentra la información que permite adelantar una adecuada exploración del subsuelo, una apropiada caracterización de sus propiedades físicas, hidráulicas y mecánicas, así como los análisis de estabilidad que se requieren para el diseño de la cimentación y métodos de estabilización de suelos. Adicionalmente, las características de los materiales y los ensayos de laboratorio deben cumplir con la normatividad del INVIAS.

9.2.1. Condiciones de carga

Generalmente, los terraplenes están asociados con obras lineales, por lo que el análisis de estabilidad se puede efectuar en una o unas secciones denominadas críticas, cuyos criterios de selección, a manera de guía, están

relacionados con la altura del talud, el grado de inclinación de la pendiente, la presencia de suelos subyacentes blandos y la interacción crítica entre el terraplén y el comportamiento de estructuras adyacentes.

Como se menciona en los Capítulos referentes al diseño de cimentaciones, la determinación de la capacidad de carga permisible (es decir que el geomaterial de la fundación ofrezca seguridad suficiente de que no se presentará una posible falla por corte y; adicionalmente; los esfuerzos sobre el geomaterial no produzcan asentamientos no tolerables para la estructura) exige conocer las condiciones de carga para las cuales se efectuará el análisis de estabilidad.

Las condiciones de carga requieren la selección de valores de resistencia adecuados, que bien pueden ser drenados o no drenados, de acuerdo con la velocidad de aplicación de la carga y con la respuesta del suelo, de tal forma que permita diferenciar entre un análisis mediante esfuerzos efectivos o totales.

La respuesta drenada del suelo es consecuencia de la aplicación suficientemente lenta de la carga hasta permitir la disipación de la presión de poros ($\Delta u=0$). Por el contrario, la respuesta del suelo no drenada es determinada por la aplicación de la carga en forma rápida, de tal forma que la presión de poros pueda disiparse ($\Delta u\neq 0$). El cambio en la presión de poros puede ser positivo o negativo, dependiendo de si el suelo se comprime ($\Delta u>0$) o se dilata ($\Delta u<0$). Una vez determinada la respuesta del suelo, el tipo de análisis a elegir se basa en la disipación de la presión de poros y la velocidad con que se aplicará la carga. Si la presión de poros se incrementa con la aplicación de la carga (por ejemplo, carga rápida o suelo fino), entonces los análisis se efectúan en esfuerzos totales. Si la carga no produce un cambio en la presión de poros (por ejemplo; carga en suelo granular), entonces el análisis se realiza en esfuerzos efectivos.

Si la estabilidad crítica es bajo condiciones drenadas, en el caso de arenas y gravas, en el análisis de estabilidad en esfuerzos efectivos se puede utilizar el ángulo de fricción pico. En el caso de suelos finos sobreconsolidados, que presenten deformación por ablandamiento o características de sensibilidad, puede ser utilizado el ángulo de fricción obtenido de la resistencia residual.

Si la estabilidad crítica es bajo condiciones no drenadas, como en la mayoría

de arcillas, se puede utilizar en el análisis de estabilidad en esfuerzos totales, y el valor de la cohesión no drenada.

9.2.2. Régimen hidráulico

Los niveles de agua subterránea se definen o se monitorean periódicamente, si es el caso, con el fin de obtener información que permita evaluar las condiciones de estabilidad respecto del asentamiento, licuación, expansión o cualquier otra condición del subsuelo. La ubicación del nivel del agua es importante para los análisis de estabilidad, dado que niveles freáticos altos generan esfuerzos efectivos bajos, además que afectan las características de resistencia al corte y consolidación.

De existir un gradiente de agua debajo del terraplén, o un nivel de agua superficial alto en uno de los lados del terraplén, se debe evaluar el efecto de la disminución en la resistencia al corte, causada por el flujo de agua. En condiciones de flujo de agua, se debe hacer uso de la red de flujo para estimar la velocidad de infiltración, las fuerzas sobre el suelo, las presiones del agua, las alturas o cargas del agua y demás elementos hidráulicos que permitan efectuar el análisis de estabilidad en condiciones reales.

9.2.3. Capacidad de carga

Para el análisis de la capacidad de carga del suelo de cimentación, sobre el cual se apoyan los terraplenes, se pueden consultar los lineamientos que ofrecen los Capítulos 6 y 7 de este Manual. Como generalmente los terraplenes son estructuras cuya relación longitud/ancho es mayor de cinco $\left(\frac{L}{D}>5\right)$, se puede suponer que la cimentación de un terraplén corresponde a la de una cimentación superficial continua, para lo cual aplican los criterios del Capítulo 6.

No obstante, en caso de que el terraplén esté soportado sobre arcillas blandas, suelos orgánicos, turbas o arenas sueltas, la estructura estaría sujeta a problemas de estabilidad, bien sea por asentamientos o por falta de capacidad de carga, condiciones del subsuelo que se pueden superar con un sistema de cimentaciones profundas, para lo cual se pueden seguir las orientaciones del Capítulo 7 o los lineamientos que brinda el Capítulo 10 para el mejoramiento del suelo de fundación.

9.2.4. Asentamientos

Los lineamientos planteados en los Capítulos 6 y 7 de este Manual, respecto del estado límite de servicio, son aplicables a la estimación de los asentamientos de los suelos de fundación que soportan terraplenes.

Como se indica en dichos Capítulos, los asentamientos se producen debido a un cambio en el estado de esfuerzos del suelo. Para predecir este cambio, comúnmente se utilizan los métodos basados en la teoría elástica; o en la teoría elastoplástica; no obstante, el diseñador puede aplicar métodos alternos que permitan determinar el cambio en los esfuerzos del suelo.

9.2.4.1. Cambio de esfuerzos

Los terraplenes se puede agrupar en dos: los terraplenes de longitud infinita, y los terraplenes de longitud finita. En el caso de terraplenes de longitud infinita, la carga se puede representar como un trapecio y el incremento de esfuerzos se puede determinar mediante la ecuación 9.1.

$$\Delta\sigma_v = I q_0 \qquad [9.1]$$

Donde: I: Factor de influencia que depende de a y b, se obtiene de la Figura 9.1.

a y b: Definidos en la Figura 9.1.

$q_0 = p_0 = p$: Esfuerzo vertical aplicado.

Para terraplenes finitos se puede utilizar la ecuación 9.1; sin embargo, el factor de influencia se determina con ayuda de la Figura 9.2 en la cual el incremento de esfuerzos se halla en la esquina del área cargada y; de las Figuras 9.3 y 9.4 para el tramo de pendiente.

En la Figura 9.3, el factor de influencia es determinado en la corona del terraplén, y en la Figura 9.4 el factor de influencia es determinado en la base o pie del talud del terraplén.

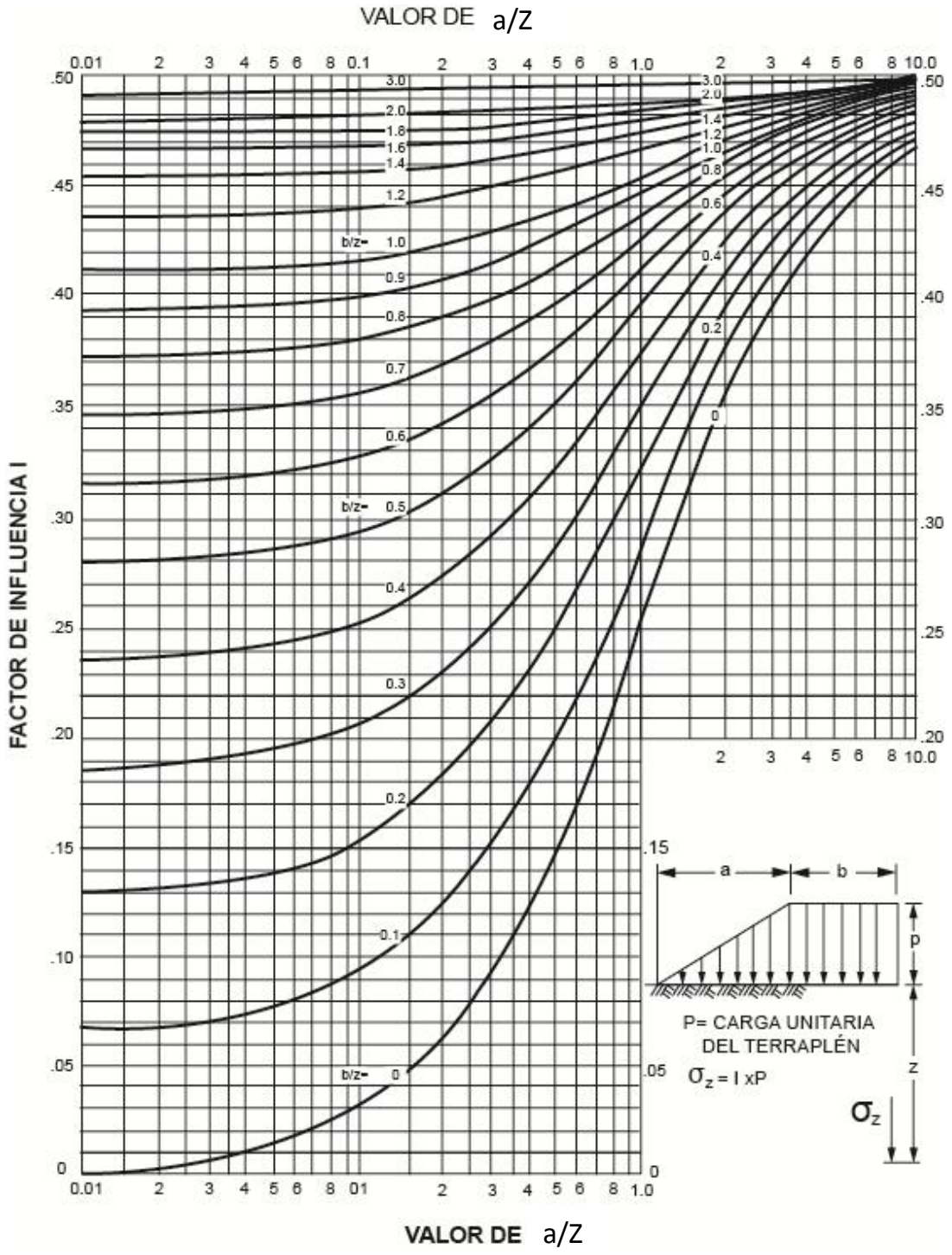


Figura 9.1. Factor de influencia para terraplenes de longitud infinita

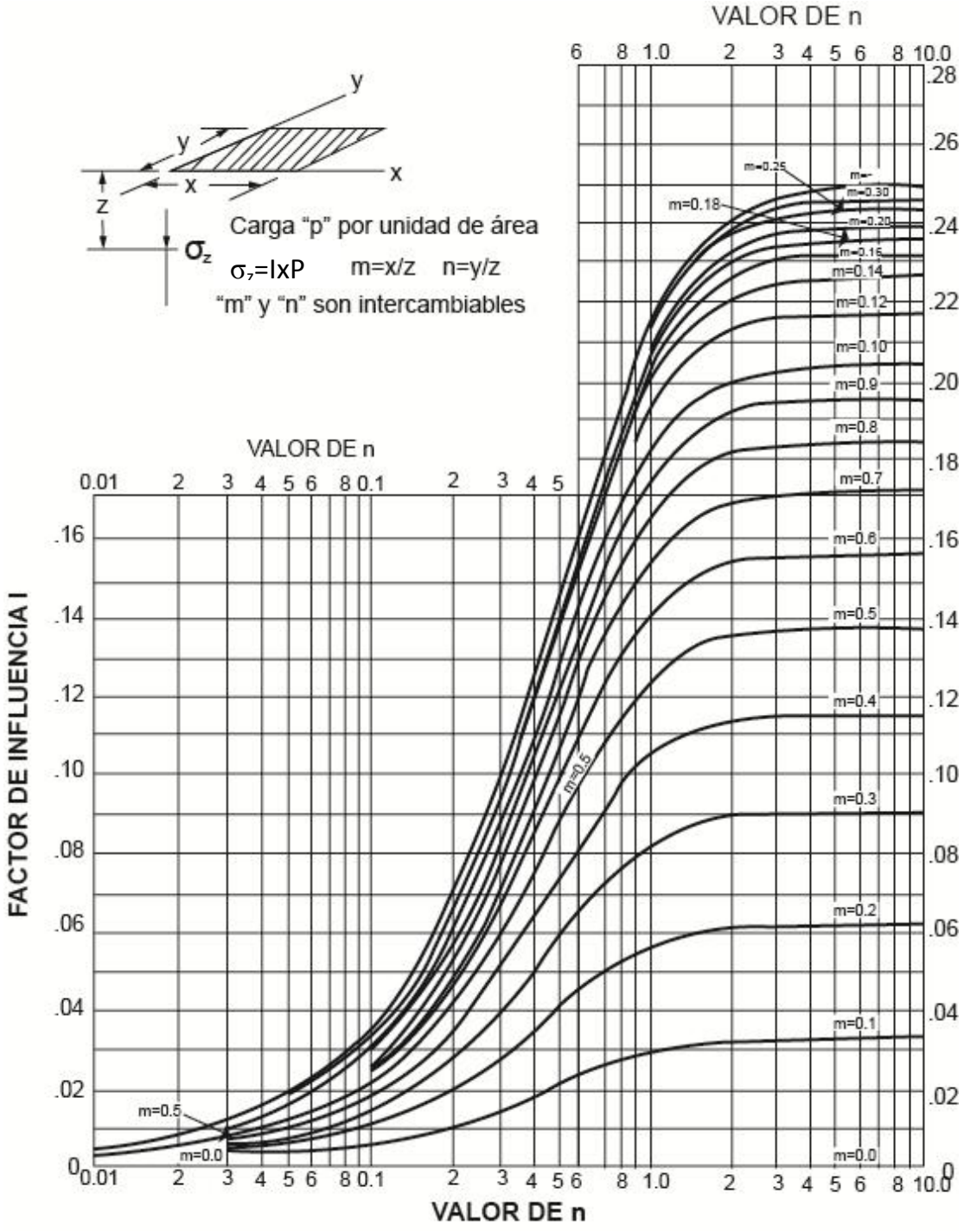


Figura 9.2. Factor de influencia bajo la esquina del área cargada (NAVFAC DM 7.1, 1982)

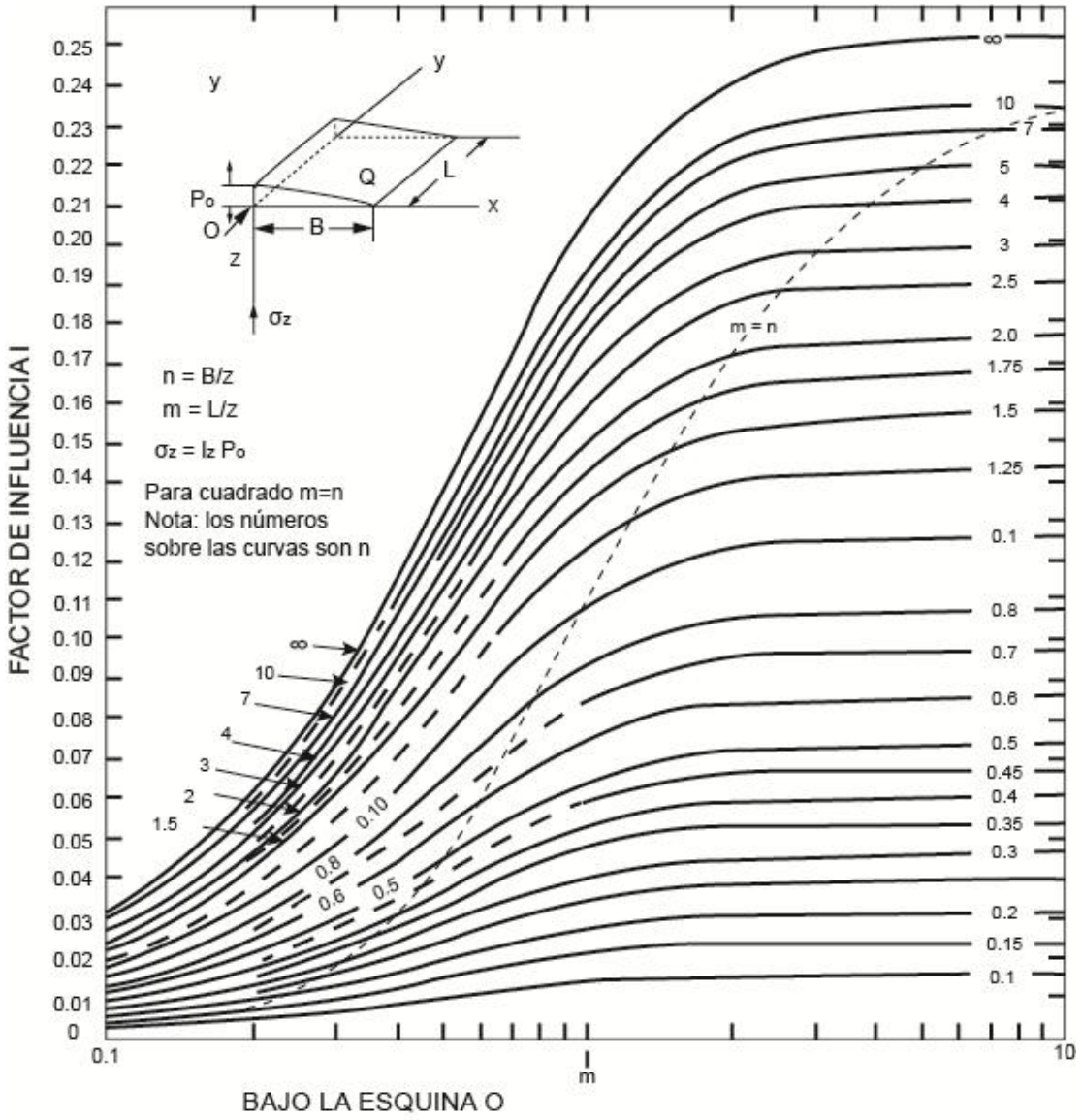


Figura 9.3. Factor de influencia bajo la corona del talud, para terraplenes de longitud finita (NAVFAC DM 7.1, 1982)

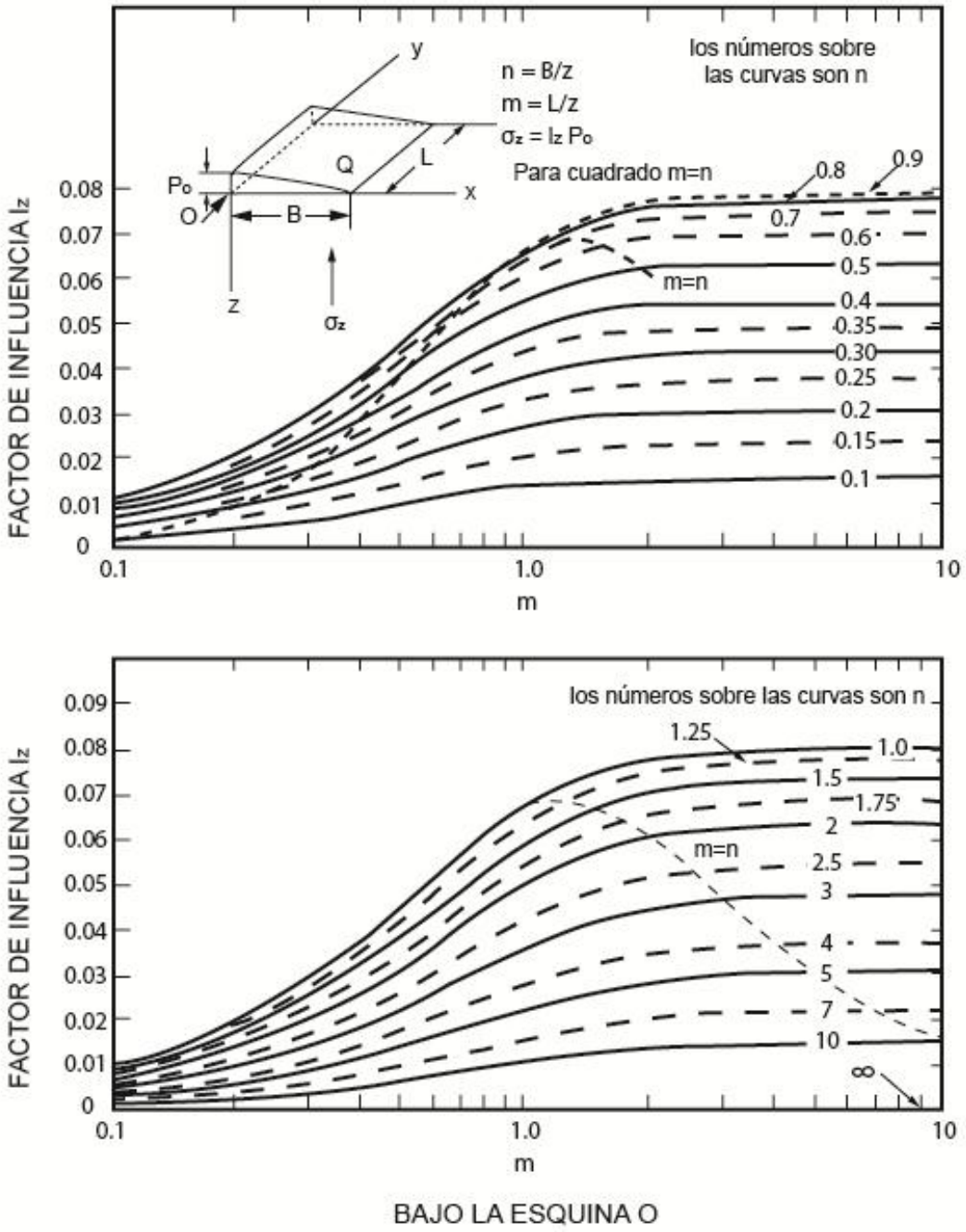


Figura 9.4. Factor de influencia bajo el pie del talud, para terraplenes de longitud finita (NAVFAC DM 7.1, 1982)

Como alternativa al procedimiento anteriormente explicado, para determinar el cambio en el estado de esfuerzos en un terraplén se puede utilizar el procedimiento descrito en el *Soil and Foundation Workshop Manual*, julio 2000, originalmente desarrollado por el Departamento de Transporte del Estado de New York. En este método se utiliza la siguiente ecuación:

$$\Delta\sigma_v = K\gamma_t h \qquad [9.2]$$

Donde: $\Delta\sigma_v$: Cambio en el estado de esfuerzos causado por el terraplén.

K: Coeficiente de esfuerzo (ver Figura 9.5).

γ_t: Peso unitario del material de relleno.

h: Altura del terraplén.

9.2.4.1.1. Asentamientos inmediatos

Los asentamientos inmediatos, también denominados asentamientos instantáneos, ocurren en suelos finos y en suelos granulares. La magnitud del asentamiento se debe a la compresión elástica de los suelos, proceso que puede producirse generalmente en días o meses, o suceder durante la construcción.

a) Suelos granulares

Se plantean métodos adicionales para determinar los asentamientos inmediatos en suelos granulares, consistentes en arenas y gravas y limos de baja plasticidad, basados en el ensayo normal de penetración SPT, en el ensayo de cono CPT y en el ensayo de dilatómetro DMT.

Métodos basados en ensayos *in situ*

Además de los métodos ya mencionados en el Capítulo 6, se pueden utilizar los siguientes métodos:

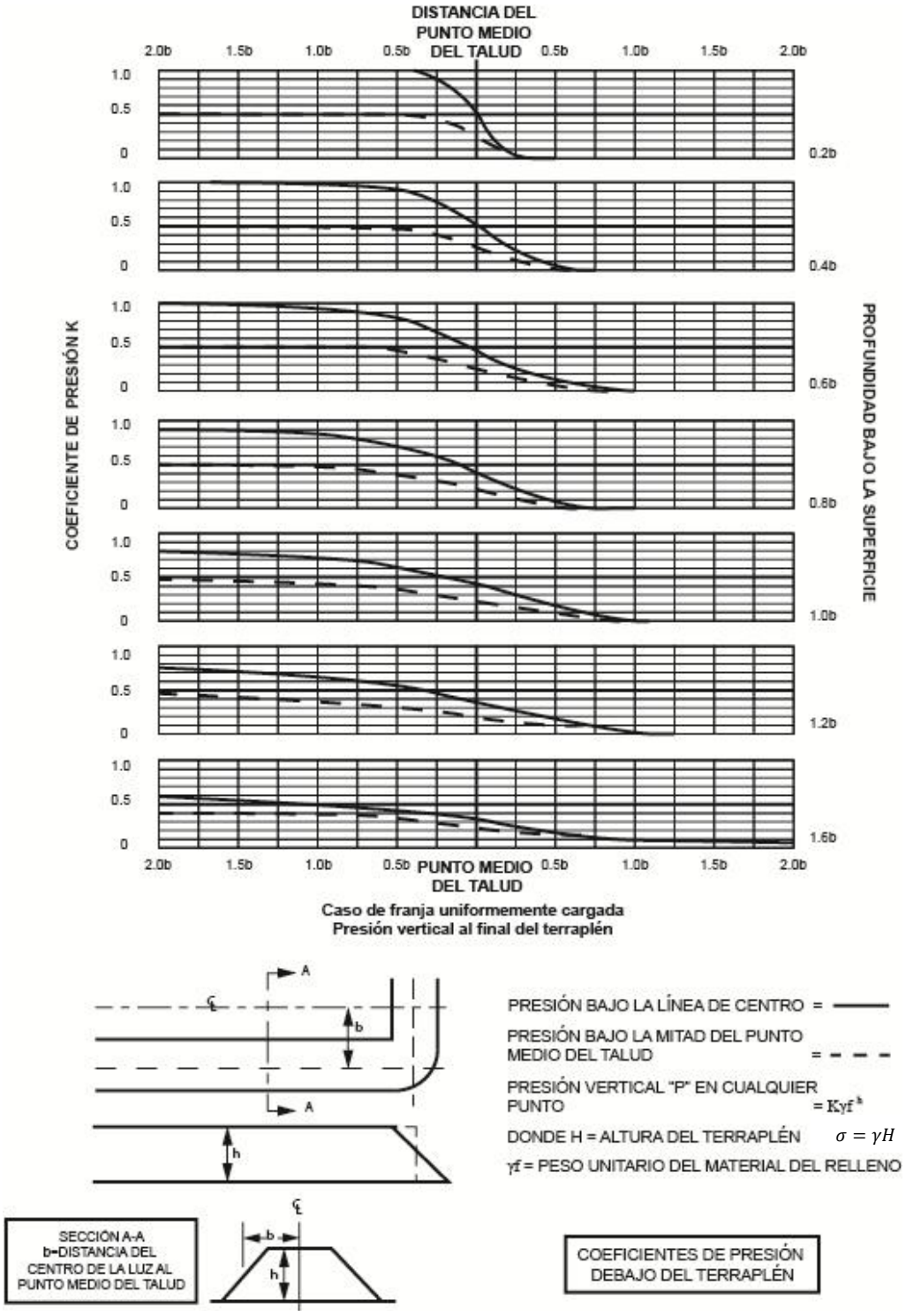


Figura 9.5. Coeficiente de esfuerzo bajo el extremo del terraplén (*Soil and Foundation Workshop Manual*, noviembre de 1982)

1) Ensayo Normal de penetración SPT

Método de Hough (1959)

Según Hough, el asentamiento inmediato se puede estimar mediante la ecuación 9.3.

$$\rho_i = \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{1}{C'}\right) H_i \log\left(\frac{\sigma'_{vo}+\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{vo}}\right) \qquad [9.3]$$

Donde:

C': Índice de capacidad portante (ver Figura 9.6).

H_i: Espesor del estrato i.

σ'_{v0}: Esfuerzo efectivo de sobrecarga en la mitad del estrato i.

$\Delta\sigma'_v$: Cambio en el esfuerzo efectivo vertical a la mitad del estrato.

Método de Terzaghi and Bazaraa (1967)

Este método es una modificación del método de Terzaghi y Peck (1967); la ecuación para determinar el asentamiento se describe en la ecuación 9.4.

$$\rho_i = 0{,}265 C_w C_d \frac{2q_0}{N}\left(\frac{2B}{B+0{,}3}\right) \qquad [9.4]$$

Donde:

C_w: Factor de corrección por profundidad del nivel freático. (Ecuación 6.51, Tabla 6.12 C_{w1}, Capitulo 6).

C_d: Factor de corrección por sobrecarga. (Figura 6.37, Capitulo 6).

B: Ancho del terraplén en m.

q_0: Esfuerzo vertical aplicado (kPa).

N: Número de golpes por pie promedio en la arena.

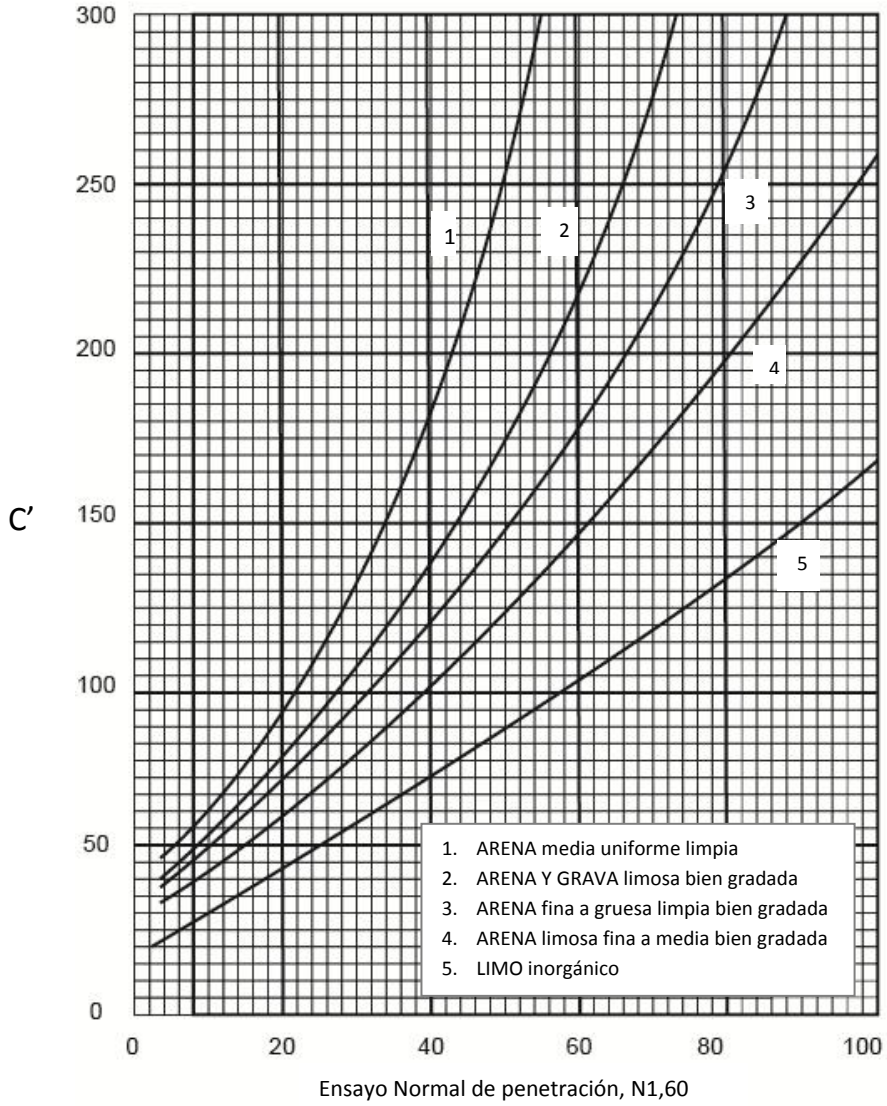


Figura 9.6. Índice de capacidad portante (*Soil Slope and Embankment Design, September 2005, modified from Hough, 1959*)

Método de Duncan y Buchignani (1976)

Se basa en el método de Meyerhof (1965), el cual permite determinar el asentamiento inmediato mediante la ecuación 9.5.

$$\rho_i = \frac{5q_0}{(N-1,5)C_B} \qquad [9.5]$$

Donde: C_B: Factor de corrección por ancho (ver Tabla 9.1).

q_0: Esfuerzo vertical aplicado (toneladas/pie^2).

N: Número de golpes por pie promedio en la arena.

Tabla 9.1. Factor de corrección por ancho, C_B (Duncan y Buchignani, 1976)

ANCHO DEL CIMIENTO, B (pies)	**C_B**
≤ 4	1,00
6	0,95
8	0,90
10	0,85
≥ 12	0,80

Duncan y Buchignani, plantearon que el asentamiento inmediato o asentamiento elástico puede incrementarse con el tiempo, y se determina utilizando la ecuación 9.6.

$$\rho_{iet}=S_i C_t \qquad [9.6]$$

Donde: ρ_{iet}: Asentamiento elástico después de un periodo de tiempo.

S_i: Asentamiento inmediato o asentamiento elástico.

C_t: Factor de tiempo (ver Tabla 9.2).

Tabla 9.2. Factor de tiempo, C_t (Duncan y Buchignani, 1976)

TIEMPO	C_t
1 mes	1,0
4 meses	1,1
1 año	1,2
3 años	1,3
10 años	1,4
30 años	1,5

Para tiempos diferentes a los de la Tabla 9.2, se puede utilizar la ecuación 9.7:

$$C_t = 0{,}0858 \ln t + 0{,}9907 \qquad [9.7]$$

Donde: C_t: Factor de tiempo.

t: Periodo de tiempo en meses.

2) Ensayo de cono de penetración estática CPT

Para la determinación de los asentamientos inmediatos en suelos granulares, como se mencionó en el Capítulo 6, se puede utilizar el método de Schmertmann (1970), el cual aplica a cimentaciones superficiales.

Mediante los resultados del ensayo de CPT, se logra determinar el módulo elástico del suelo E_s, mediante la ecuación de la Tabla 6.24; del Capítulo 6, así mismo, el factor de influencia I_{zi}, se puede determinar en la Figura 6.38 del Capítulo 6 o, como alternativa con las ecuaciones que brinda la Tabla 9.3, en la cual se incluyen diversas formas de cimentación superficial, a manera de complemento de la Figura 6.38; el lector tomará la ecuación que corresponda según sea el caso cimentación para terraplenes o para otras estructuras.

Tabla 9.3. Ecuaciones para determinar el factor de influencia I_{zi}

FORMA DEL CIMIENTO	TÉRMINO *I*	Δ_{zi}	ECUACIÓN DE I_{zi}
$\frac{L}{B}$<1 cuadrado	I_{zsq}	0 a $\frac{B}{2}$	$0,1+\frac{\Delta_{zi}}{B}\left(2I_{zp}-0,2\right)$
		$\frac{B}{2}$ a 2B	$0,667I_{zp}\left(2-\frac{\Delta_{zi}}{B}\right)$
$\frac{L}{B}$>10 continuo	I_{zc}	0 a B	$0,2+\frac{\Delta_{zi}}{B}\left(I_{zp}-0,2\right)$
		B A 4B	$0,333I_{zp}\left(4-\frac{\Delta_{zi}}{B}\right)$
1<$\frac{L}{B}$<10 rectangular	I_{zr}	NA	$I_{zsq}+0,111(I_{zc}-I_{zsq})\left(\frac{L}{B}-1\right)$

3) Ensayo de Dilatómetro DMT

El asentamiento inmediato puede ser determinado de los resultados del ensayo del dilatómetro. El método se describe en el Capítulo 3. Para determinar el asentamiento inmediato se puede utilizar la ecuación 6.58, del Capítulo 6.

b) Suelos cohesivos

Asentamientos inmediatos

En los suelos cohesivos se presentan asentamientos inmediatos, los cuales ocurren en un periodo corto de tiempo debido a la distorsión y compresión de los vacíos llenos de aire.

En suelos cohesivos no saturados o en suelos con relación de sobreconsolidación RSC ≥ 4, el asentamiento inmediato pude ser una fracción importante del asentamiento total. El asentamiento inmediato se puede determinar utilizando la teoría de la elasticidad, mediante la ecuación 6.60 del Capítulo 6.

Los valores o correlaciones para determinar el módulo elástico y la relación de Poisson, se encuentran en el Capítulo 6.

9.2.4.1.2. Asentamientos por consolidación

La consolidación primaria ocurre cuando el incremento de carga en el suelo resulta en un exceso de presión de poros, cuya disipación requiere de la salida de agua con retardo.

Para la determinación de los asentamientos por consolidación en terraplenes se puede seguir el Capítulo 6, del cual se efectúa en la Tabla 9.4 un compendio de las ecuaciones que permiten determinar la consolidación primaria y secundaria.

El asentamiento por compresión secundaria ocurre después que la presión de poros se disipa y el asentamiento es el resultado del reordenamiento de las partículas; el *creep* ocurre una vez se disipa el exceso de presión de poros y no hay cambio de volumen, por lo que se encuentra más relacionado con la resistencia al corte que con la compresibilidad del suelo. En muchos casos; no es fácil distinguir entre el *creep* y el asentamiento secundario.

Tabla 9.4. Ecuaciones para determinar el asentamiento por consolidación primaria y secundaria

CONDICIÓN	ECUACIÓN
Consolidación Primaria	
$\sigma'_{vo}=\sigma'_p$	$S_c = \sum_{i=1}^{n} H_c \frac{C_c}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_{vo}+\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{vo}}\right)$
$\sigma'_f<\sigma'_p$	$S_c = \sum_{i=1}^{n} H_c \frac{C_r}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_{vo}+\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{vo}}\right)$
$\sigma'_{vo}<\sigma'_p<\sigma'_f$	$S_c = \sum_{i=1}^{n} H_c \left[\frac{C_c}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_{vo}+\Delta\sigma'_v}{\sigma'_p}\right) + \frac{C_r}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}\right)\right]$
Consolidación Secundaria	
$S_c = \sum_{i=1}^{n} H \frac{C_\alpha}{1+e_0} \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)$	

Asentamientos en roca

La roca se considera normalmente incompresible, por lo que el potencial de sentamiento en la roca no existe. No obstante, el asentamiento de fundaciones en roca, puede ser determinado, utilizando la teoría de la elasticidad.

En la Tabla 9.5, se presentan las condiciones geológicas consideradas, para determinar los asentamientos en rocas, y en las ecuaciones 9.8, 9.9 y 9.10 se ilustran las ecuaciones que permiten estimar el asentamiento.

$$S_r = \frac{C_d q B\left(1-\vartheta^2\right)}{E_m} \qquad [9.8]$$

$$E_m = \frac{(E_1 H_1 + E_2 H_2)}{(H_1 + H_2)} \qquad [9.9]$$

$$S_r = \alpha S_{r\infty} \qquad [9.10]$$

Donde: S_r: Asentamiento en roca.

$S_{r\infty}$: Asentamiento del estrato incompresible que sobreyace a un estrato compresible.

C_d: Factor de forma (ver Tabla 9.6).

$C'_{d'}$: Factor de forma (ver Tabla 9.7).

q: Esfuerzo vertical aplicado.

B: Ancho de la cimentación.

ϑ: Relación de Poisson.

E_m: Módulo de elasticidad de la masa de roca.

E_1: Módulo de elasticidad del estrato incompresible.

E_2: Módulo de elasticidad del estrato compresible.

α: Factor de corrección de la distorsión del asentamiento elástico.

Tabla 9.5. Asentamientos en roca en varias condiciones geológicas (Cimentaciones superficiales, junio 2001)

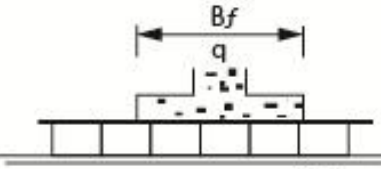
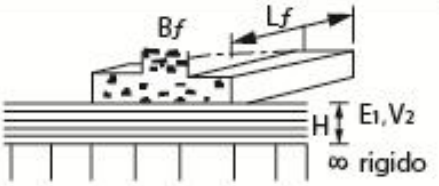
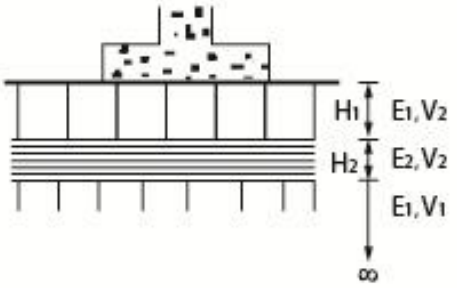
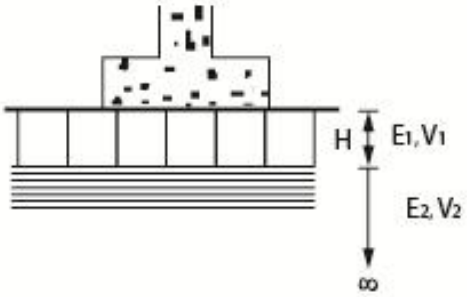
Condición geológica	
Estrato incompresible	
Estrato compresible sobreyaciente a un estrato incompresible	
Estrato compresible entre estratos incompresibles	
Estrato incompresible sobreyaciente a un estrato compresible	

Tabla 9.6. Factor de forma C_d (Cimentaciones superficiales, junio 2001)

FORMA	CENTRO	ESQUINA	MITAD DEL LADO CORTO	MITAD DEL LADO LARGO	PROMEDIO
Círculo	1,00	0,64	0,64	0,64	0,85
Círculo (rígido)	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
Cuadrado	1,12	0,56	0,76	0,76	0,95
Cuadrado rígido	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
Rectángulo Largo/ancho					
1,5	1,36	0,67	0,89	0,97	1,15
2	1,52	0,76	0,98	1,12	1,30
3	1,78	0,88	1,11	1,35	1,52
5	2,10	1,05	1,27	1,68	1,83
10	2,53	1,26	1,49	2,21	2,25
100	4,00	2,00	2,20	3,60	3,70
1000	5,47	2,75	2,94	5,03	5,15
10000	6,90	3,50	3,70	6,50	6,60

Tabla 9.7. Factor de forma C_d (Cimentaciones superficiales, junio 2001)

H/B	E_1/E_2				
	1	2	5	10	100
0,00	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,10	1,000	0,972	0,943	0,923	0,760
0,25	1,000	0,885	0,779	0,699	0,431
0,50	1,000	0,747	0,566	0.463	0,228
1,00	1,000	0,627	0,399	0,287	0,121
2,5	1,000	0,550	0,274	0,175	0,058
5,0	1,000	0,525	0,238	0,136	0,036
∞	1,000	0,500	0,200	0,100	0,010

9.2.5. Desplazamiento lateral

El desplazamiento lateral es un fenómeno que ocurre cuando un suelo cohesivo blando se deforma y se desplaza cuando es sometido a las cargas del terraplén. Si el espesor del estrato cohesivo blando es finito y menor que el ancho del terraplen (b_e), se puede presentar un desplazamiento lateral; el cual se ilustra en la Figura 9.7.

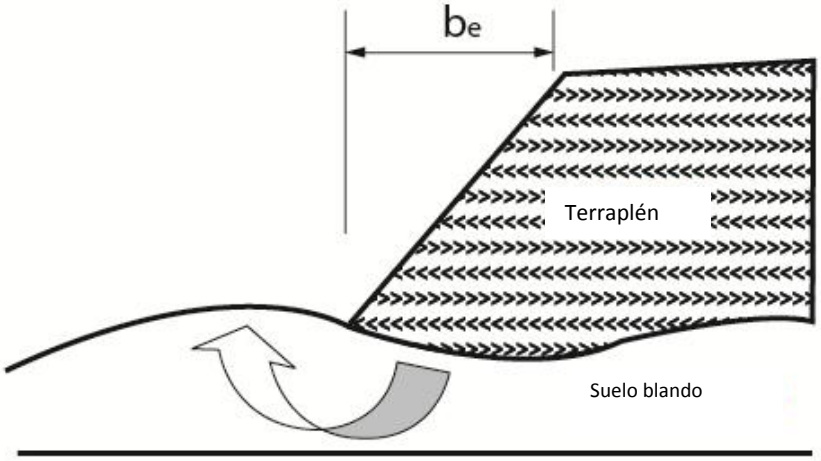


Figura 9.7. Esquema de desplazamiento lateral (SCDOT, 2010)

La ecuación 9.11 permite determinar si existe posibilidad de desplazamiento lateral en el sitio.

$$\gamma * H_f > 3 * \tau \qquad [9.11]$$

Donde: γ: Peso unitario total del material del terraplén.

H_f: Altura del terraplén.

τ: Resistencia al corte no drenada.

Si la carga aplicada al suelo $\gamma * H_f$ excede tres veces la resistencia no drenada del suelo $3*\tau$, se presenta el desplazamiento lateral, por lo que el suelo puede sufrir movimientos laterales. Esos movimientos laterales pueden ser estimados utilizando la ecuación 9.12.

$$\Delta_L = 0{,}25 S_t \qquad [9.12]$$

Donde: Δ_L: Desplazamiento horizontal.

S_t: Asentamiento total del terraplén.

9.2.6. Excavaciones

La excavación para la cimentación de los terraplenes es especialmente importante para garantizar la estabilidad de la obra, por lo cual es imprescindible que existan planos con suficiente detalle en escala 1:200, o más detallada, donde se definan las dimensiones de la excavación a realizar y, si es del caso, las obras de sostenimiento que se requieran.

9.2.7. Drenajes

Al igual que las excavaciones; el drenaje es trascendental en la estabilidad de las obras. Se debe procurar, en lo posible, que la base de apoyo de los terraplenes y pedraplenes, así como sus contactos laterales, sean drenantes. En caso de posibles afluencias de agua se debe disponer de una red de drenes que se diseñan de acuerdo con las pautas que brinda el Manual de Drenaje para carreteras del INVIAS, mediante el uso de métodos analíticos o redes de flujo.

9.2.8. Técnicas para mejorar la estabilidad de los terraplenes

Existe una variedad de técnicas disponibles para mejorar la estabilidad de terraplenes nuevos o para ampliación de existentes. Estas técnicas incluyen: construcción por etapas para permitir que los suelos subyacentes generen resistencia por la compresión o la consolidación del suelo, refuerzo de la base, estabilización del suelo, utilización de rellenos de bajo peso unitario, y la construcción de bermas en el pie del talud, entre otros muchos métodos.

A continuación se describen algunos de las técnicas anteriormente enumeradas.

9.2.8.1. Construcción por etapas

Cuando se presentan suelos blandos compresibles y no resulta económico remover y reemplazar estos suelos por rellenos compactados, el terraplén se puede construir por etapas para permitir que la resistencia de los suelos compresibles aumente bajo el peso de nuevo relleno.

La construcción de la segunda etapa y de las subsiguientes se inicia cuando la resistencia de los suelos compresibles es suficiente para mantener la estabilidad.

Para poder estimar la altura requerida de terraplén en cada etapa y la máxima velocidad de construcción, se efectúa un análisis de estabilidad de taludes basado en equilibrio límite, o modelación numérica, de acuerdo con la estimación del porcentaje de consolidación necesario para la estabilidad.

Para la construcción por etapas, generalmente se utilizan dos enfoques para controlar la velocidad de construcción del terraplén y permitir el aumento de resistencia necesaria en los subsuelos blandos. Los dos enfoques de análisis son esfuerzo total y esfuerzos efectivos.

En el enfoque del esfuerzo total, la velocidad de construcción del terraplén es controlada a través del desarrollo de un programa que permita establecer las alturas máximas de terraplén a construir, así como los períodos intermedios de receso. Durante estos períodos de receso se espera a que ocurra el porcentaje de consolidación deseado del subsuelo. Una vez que se ha llegado al porcentaje deseado, se puede continuar con la colocación del relleno. El espesor de terraplén a construir y los periodos de receso estimados en el diseño, se verifican mediante mediciones de campo de la velocidad de consolidación y de disipación de la presión de poro, siempre y cuando los tiempos de consolidación lo permitan. Otra forma de ver el primer enfoque, es determinar si la magnitud del asentamiento en cada etapa, teniendo en cuenta el grado de consolidación deseado, se ha logrado. En cualquier caso, se requiere del buen juicio del diseñador para la interpretación de los resultados obtenidos y decidir si se va a reducir o ampliar el período de tiempo estimado para la construcción del terraplén.

En el enfoque de esfuerzos efectivos, el incremento de la presión de poro es monitoreado en el suelo blando bajo el terraplén y se utiliza para el control de la velocidad de la construcción del terraplén. Durante la construcción, la presión de poro se incrementa, no permitiéndole exceder una cantidad crítica para asegurar la estabilidad del terraplén. La cantidad crítica generalmente se controla utilizando la relación de la presión de poro (r_u), que es la relación entre la presión de poro y el esfuerzo de sobrecarga total. Para efectuar la medición de la presión de poro, se colocan transductores de presión, en lugares clave por debajo del terraplén, para medir el cambio de la presión de

poro causada por la consolidación. En este caso el buen juicio se aplica para la interpretación de estos datos y decidir si se desea o no reducir o ampliar el período de tiempo estimado durante la construcción del relleno.

9.2.8.2. Reforzamiento de la base del terraplén

El refuerzo en la base del terraplén, se utiliza para aumentar el factor de seguridad contra la falla. Reforzar la base consiste en la colocación de un geotextil o geomalla en la base del terraplén antes de su construcción. El refuerzo en la base es particularmente eficaz en suelos blandos o débiles.

El diseño del refuerzo en la base del terraplén es similar al diseño de un talud reforzado, en donde el método de equilibrio límite de estabilidad de taludes es utilizado para determinar la resistencia necesaria para obtener el factor de seguridad deseado. Los materiales de refuerzo de la base son colocados en tiras longitudinales continuas en la dirección de la armadura principal. Las juntas entre segmentos de geotextil o geomalla en la dirección de la resistencia (perpendicular a la pendiente) se deben evitar. Todas las juntas en los geotextiles deben ser cocidas y no traslapadas. Del mismo modo, las geomallas deben estar unidas con sujetadores mecánicos o pines y no simplemente superpuestos. Para incrementar la resistencia al corte del terraplén, se puede utilizar grava.

9.2.8.3. Mejoramiento del suelo

El mejoramiento del suelo se utiliza para reducir el asentamiento. Las principales técnicas de mejoramiento del suelo se dividen en dos categorías generales: la densificación y la alteración de la composición del suelo. El Capítulo 10 de este Manual trata el tema de mejoramiento del suelo, por lo cual debe ser revisado. Además de las dos categorías generales de mejoramiento del suelo identificadas anteriormente, se pueden utilizar drenes o columnas de grava, en combinación con la construcción del terraplén por etapas, con el fin de acelerar el aumento en la resistencia y los asentamientos de largo plazo.

9.2.8.4. Terraplenes construidos con material de bajo peso

La construcción de terraplenes con material de poco peso es generalmente utilizada para reducir las fuerzas actuantes que contribuyen a la inestabilidad,

y reducir el potencial de asentamientos resultantes de la consolidación de los suelos compresibles de fundación. Los materiales adecuados para implementar esta solución son variados e incluyen el poliestireno en bloques (Geoespuma), agregados de peso ligero (riolita, materiales volcánicos, escorias de alto horno, cenizas volantes), estos materiales presentan desventaja, dado que algunos de estos son expansivos, además presentan dificultad de colocación y difícil control de humedad; otros materiales a utilizar, pueden ser la fibra de madera o neumáticos de caucho triturados, entre otros materiales.

Los terraplenes de bajo peso son poco utilizados debido a los altos costos y las desventajas que presenta el uso de los materiales ya mencionadas.

9.2.8.5. Construcción de bermas en el pie del talud

Las bermas en el pie del talud se utilizan para mejorar la estabilidad de un terraplén mediante el aumento de la resistencia a lo largo de la superficie potencial de falla, generalmente se construyen con materiales granulares que se pueden colocar rápidamente, no requieren mucha compactación, y presentan resistencia al corte relativamente alta. Las bermas generalmente tienen taludes más inclinados que los taludes del terraplén, pero requieren que la estabilidad sea verificada. El uso de bermas puede aumentar la magnitud de los asentamientos como consecuencia el aumento de tamaño del área cargada.

El incremento en la resistencia al corte se debe a:

- La adición de peso, y por lo tanto incremento de la resistencia al corte en suelos granulares por debajo de la zona de la berma.

- La adición de materiales de alta resistencia para generar resistencia extra a lo largo de la potencial superficie de falla, que pasa por la berma.

9.2.9. Técnicas para disminuir el asentamiento

En el Capítulo 10 de este Manual se encuentran las diversas técnicas que permiten disminuir los tiempos y magnitudes de los asentamientos, como son: Drenes verticales prefabricados (DVP), utilización de sobrecargas, rellenos con suelos de bajo peso, y reemplazo del suelo.

9.3. ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

En este numeral se dan los lineamientos que permiten aplicar los elementos que brindan los Capítulos 6 y 7 de este Manual, relacionados con el análisis de estabilidad externa, en lo que atañe al análisis de capacidad de carga y deformación para la cimentación de estructuras de contención o retención, bien sea permanentes o temporales. Los otros aspectos concernientes al análisis de estabilidad externa como son volcamiento, deslizamiento, y estabilidad global quedan fuera del alcance de este Manual, al igual que el análisis de estabilidad interna, en caso de estructuras estabilizadas mecánicamente, como sería el caso de los muros de tierra armada o anclajes, entre otros.

Las estructuras de contención o retención son usualmente utilizadas en infraestructura vial para las siguientes aplicaciones:

- Ampliación o construcción de carreteras.
- Separadores a desnivel.
- Estribos de puentes y terraplenes de aproximación.
- Paredes de alcantarillas.
- Portales y aproches de túneles.
- Ataguías para construcción de cimientos de puentes.
- Estabilización de taludes y protección de caídas de roca.
- Excavaciones para vías deprimidas.

Es importante la identificación y la estimación de las cargas externas o sobrecargas que actuarán en la estructura y que se utilizarán para fines del diseño de la cimentación, entre las cuales se incluyen las cargas vivas del tránsito, el peso de la estructura de pavimento, las cargas sísmicas y otras cargas, dependiendo de las condiciones propias de cada proyecto. No obstante, en el diseño de la estructura en general, se consideran las cargas relacionadas con las presiones de tierras inducidas por los rellenos.

9.3.1. Clasificación de las estructuras de contención

Las estructuras de contención, se pueden clasificar en general, en dos grupos: el primero se refiere a las estructuras estabilizadas externamente, como son los muros de gravedad y las tablestacas, y el segundo a estructuras estabilizadas internamente, caso de los muros estabilizados mecánicamente, tales como los muros de tierra armada.

9.3.2. Condiciones preliminares

El proyecto de una estructura de contención requiere efectuar un levantamiento topográfico en altimetría y planimetría con un nivel de detalle suficiente, de tal forma que el diseño de la cimentación de la estructura se plasme en los planos de construcción, en los cuales se reflejan las dimensiones del elemento y los drenajes que acompañan la estructura, así como los acotamientos de la cimentación, entre otros muchos elementos de ingeniería que debe contener un plano.

Para un buen reconocimiento geotécnico, se requiere contar con los perfiles transversales al muro, correspondientes a la mayor altura del muro y otros perfiles representativos. El número mínimo de perfiles de detalle será tres (3) si el muro es de menos de 50 m de longitud y se incrementa en un perfil más por cada 20 m de longitud adicionales. La heterogeneidad del terreno y las dificultades previstas en la cimentación pueden requerir perfiles adicionales.

En cuanto a los materiales del relleno, éstos pueden ser granulares o materiales drenantes. Cuando las estructuras de contención retienen suelos cohesivos *in situ*, se colocan elementos de drenaje que reduzcan las presiones hidrostáticas del agua detrás del muro. Las características de los materiales de relleno deben obedecer a las exigencias de las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras y a las Normas de Ensayos de Materiales para Carreteras del INVIAS.

9.3.2.1. Socavación

En el caso que las estructuras de contención se construyan a lo largo de ríos, o sobre otro tipo de cauce, en el diseño se debe considerar la socavación de los materiales de fundación, tal como se considera en el Capítulo 6 del Manual de Drenaje para Carreteras del Instituto Nacional de Vías.

9.3.2.2. Drenaje

En el respaldo de la estructura de contención se provee drenaje para los rellenos; de no ser posible, la estructura se diseña para las cargas debidas al empuje de suelo más la presión hidrostática total debida al agua en el relleno.

De acuerdo con la ASSHTO, el gradiente hidráulico no deberá ser mayor que:

1. Para limos y suelos cohesivos : 0,20.

2. Para otros suelos no cohesivos: 0,30.

De haber infiltración de agua debajo del muro, se consideran los efectos de las fuerzas de levantamiento e infiltración.

En el caso de muros tipo pantalla, según la ASSHTO, la filtración se deberá controlar instalando un medio drenante detrás del revestimiento, con orificios de salida en la base del muro o próximos a ésta. Los paneles de drenaje deberán extenderse desde la base del muro hasta un nivel 300 mm por debajo del coronamiento del muro.

En el caso de muros estabilizados mecánicamente, los elementos de drenaje interno y externo son semejantes a los de los muros de gravedad y semigravedad.

La definición de los drenajes se realiza en planos a escala 1 a 100, o más detallada, los cuales deben contener, como mínimo, secciones y detalles relacionados con el tipo de drenaje, obras de salida de los drenajes y demás elementos que se requieran para su completa ejecución.

9.3.2.3. Excavaciones

Las excavaciones a que den lugar las estructuras de contención, requieren la definición de los planos de excavación de la cimentación, a una escala 1 a 100, o más detallada. En estos planos se indicarán, además, los taludes de excavación temporales que se deben utilizar y las medidas de contención provisionales a que haya lugar.

9.3.2.4. Condiciones de utilización de los muros estabilizados mecánicamente

Respecto de los muros estabilizados mecánicamente, la AASHTO indica que en los siguientes casos no se deben utilizar muros de tierra estabilizados mecánicamente:

1) Si se han de construir instalaciones para servicios públicos (salvo el drenaje de la carretera) dentro de la zona reforzada, a menos que se provea acceso a las instalaciones, que este acceso no interfiera con los refuerzos y que la rotura de las tuberías de los servicios públicos no afecte negativamente la estabilidad de la estructura.

2) Si la erosión o socavación de la zona de inundación puede afectar la zona de relleno armado, el revestimiento, o cualquier estructura de apoyo.

3) Si los refuerzos pudieran llegar a estar expuestos al agua superficial o subterránea contaminadas.

9.3.3. Estados límite y factores de resistencia

El diseño de las estructuras de contención debe satisfacer el criterio de los estados límite de resistencia y de servicio relacionados en el Capítulo 2.

9.3.3.1. Factores de resistencia

Con el fin de incorporar los factores de resistencia del estado límite de resistencia, y dados los alcances de este Manual en cuanto a su aplicación en el análisis de estabilidad externa, en lo referente a capacidad de carga de las cimentaciones, los factores de resistencia que aplican son los mismos citados en los Capítulos 6 y 7 de este Manual.

En cuanto a los factores de resistencia del estado límite de servicio, según la ASSHTO el factor de resistencia se puede tomar como:

1) Si los parámetros geotécnicos están bien definidos y el talud no soporta ni contiene un elemento estructural $\phi = 0,75$.

2) Si los parámetros geotécnicos se basan en información limitada o si el talud contiene o soporta un elemento estructural $\phi = 0,65$.

9.3.3.2. Estado límite de resistencia

Se deben considerar los estados límite de resistencia, contemplados en el Capítulo 2 de este Manual.

9.3.3.2.1. Capacidad de carga

Para el análisis de la capacidad de carga de las estructuras de contención se deben considerar el efecto de la excentricidad, la inclinación de las cargas y las sobrecargas vivas.

En el caso de muros de gravedad se puede utilizar la ecuación de capacidad de carga de los Capítulos 6 y 7 según sea el caso de cimentación superficial o profunda. En el caso de la cimentación superficial, los factores de forma son iguales a uno, pues se trata de una cimentación continua.

Para las estructuras estabilizadas mecánicamente, si bien no se podría definir un elemento de cimentación propiamente dicho, de igual forma se pueden utilizar las ecuaciones de los Capítulos 6 y 7 de este Manual, teniendo en cuenta la consideración respecto de los factores de forma.

a) Método de diseño LRFD

En este método de diseño se trabaja con la capacidad de carga factorada $q_r = \phi q_n$, afectando la capacidad de carga nominal o última por un factor de resistencia.

b) Método de diseño ASD

En el caso de la estructura de gravedad, la capacidad de carga última $q_u \geq q_{máxima}$ debe ser mayor o igual a la presión vertical máxima $q_{máxima}$ transmitida por el cimiento al suelo, lo cual permite definir el factor de seguridad por capacidad de carga, de acuerdo con la ecuación 9.13.

$$FS = \frac{q_u}{q_{máxima}} \qquad [9.13]$$

Todos los términos ya fueron definidos.

Si la cimentación del muro se apoya sobre el suelo, la presión vertical máxima se debe calcular suponiendo una presión uniformemente distribuida sobre el área de una base efectiva, como se ilustra en la Figura 9.8. La presión vertical máxima se debe calcular según la ecuación 9.14.

$$q_{máxima} = \frac{\sum V}{B-2e} \qquad [9.14]$$

Si el muro de contención es cimentado sobre roca, la presión máxima se calcula suponiendo una presión distribuida linealmente sobre el área de una base efectiva, como se observa en la Figura 9.9.

Si la resultante cae dentro del tercio medio de la base, la presión vertical se calcula de acuerdo con la ecuación 9.15.

$$q_{máxima} = \frac{\sum V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right) \qquad [9.15]$$

Si la resultante cae fuera del tercio medio de la base, entonces la presión máxima se calcula de acuerdo con la ecuación 9.16.

$$\frac{2\sum V}{3\left[\left(\frac{B}{2}\right) - e\right]} \qquad [9.16]$$

Donde: V: Fuerza vertical.

e: Excentricidad (ver ecuaciones 9.14 y 9.15).

B: Ancho de la cimentación.

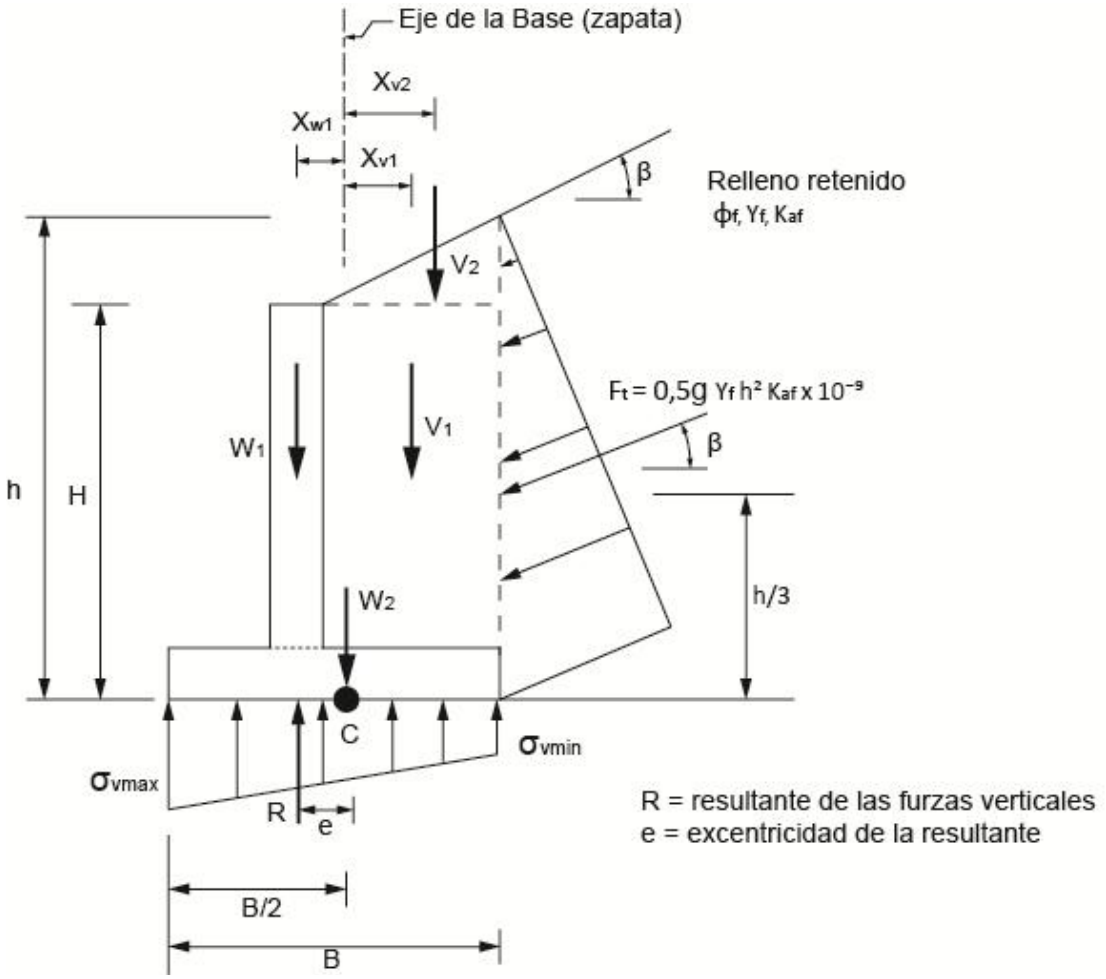


Figura 9.8. Criterios para determinar la presión máxima o de contacto para el caso de muros de contención convencionales con fundaciones en suelo (AASHTO, 2004)

En el caso de estructuras estabilizadas mecánicamente, en las que la cimentación suele establecerse sobre un plano vertical y cuyo ancho puede ser del orden de 60 a 80% de la altura del muro (B=0,6H a 0,8H) se debe cumplir la condición de que la capacidad de carga última sea mayor o igual al esfuerzo vertical, por lo que $q_u \geq \sigma_v$. El factor de seguridad se puede establecer, entonces, de acuerdo con la ecuación 9.17.

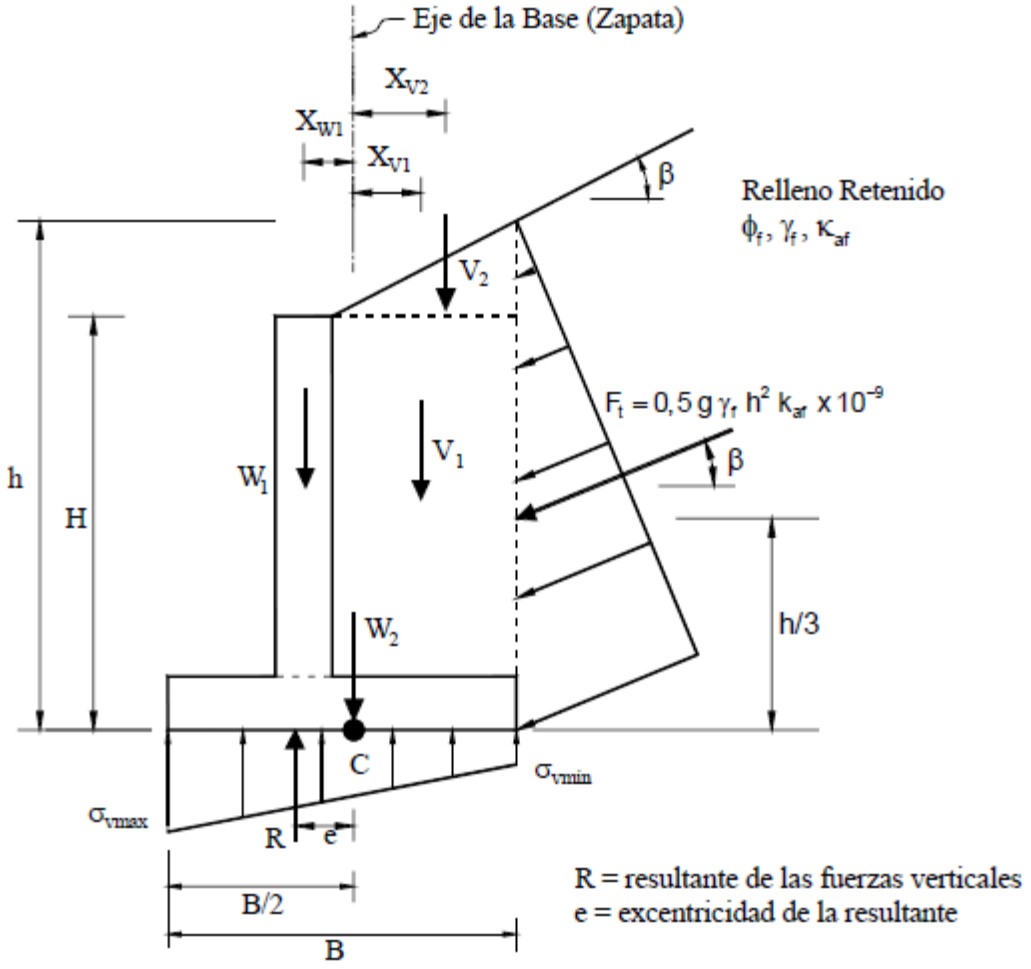


Figura 9.9. Criterios para determinar la presión máxima o de contacto para el caso de muros de contención convencionales con fundaciones en roca (AASHTO, 2004)

$$FS = \frac{q_u}{\sigma_v} \qquad [9.17]$$

Donde: σ_v: Esfuerzo vertical debido al peso propio del suelo y a la sobrecarga.

$$\sigma_v = \gamma_n z + \sigma_{v\,(sobrecarga)} \qquad [9.18]$$

$$e_B = \frac{B}{2} - \bar{X} \qquad [9.19]$$

Donde: $\bar{X}$: Ubicación de la resultante tomada desde el pie del muro (ver ecuación 9.20).

$$\bar{X} = \frac{M_{VTOT} - M_{HTOT}}{V_{TOT}} \qquad [9.20]$$

Donde: M_{VTOT}: Momento resistente debido a la carga vertical total factorada, obtenida de la presión de tierras y de la sobrecarga viva, calculada respecto del pie del muro.

M_{HTOT}: Momento actuante debido a la carga lateral factorada, obtenida de la presión de tierra y la sobrecarga viva, calculada en el pie del muro.

V_{TOT}: Fuerza vertical total.

Los demás cálculos de estabilidad externa o interna, se deben efectuar de acuerdo con los métodos de diseño que ofrece la geotecnia.

De acuerdo con la ASSHTO, la capacidad de carga en el caso de muros anclados se debe determinar asumiendo que todas las componentes verticales de las cargas se transfieren a la sección embebida de los elementos de muros verticales.

9.3.3.3. Estado límite de servicio

De acuerdo con lo indicado en el Capítulo 2, se consideran los desplazamientos verticales y horizontales y la estabilidad global en el estado límite de servicio; en lo que se refiere a la estabilidad global, el tema no se encuentra dentro de los alcances de este Manual; por tanto, para su evaluación se remite a la utilización de los métodos de análisis basados en el equilibrio límite o cualquier otro.

9.3.3.3.1. Asentamientos

Las estructuras de contención pueden presentar movimientos en sentido vertical y horizontal debido a cargas estáticas y sísmicas. Los movimientos verticales; comúnmente denominados asentamientos; se pueden determinar utilizando los procedimientos de los Capítulos 6 y 7 de este Manual.

Los asentamientos totales y diferenciales pueden ser de pequeña magnitud para las estructuras de gravedad y semigravedad; en cambio, en las

estructuras de contención ancladas, cualquier movimiento vertical puede causar una relajación significativa en los esfuerzos de los anclajes. En el caso de los muros estabilizados mecánicamente, éstos pueden tolerar mayores asentamientos totales y diferenciales que los muros rígidos, dependiendo del material que recubra sus caras.

En el caso de muros estabilizados mecánicamente, según la AASHTO el asentamiento se debe basar en la capacidad de deformación longitudinal del revestimiento y el propósito final de la estructura.

Si las condiciones de cimentación indican que en una distancia horizontal corta habrá grandes asentamientos diferenciales, se proveen juntas de deslizamiento en toda la altura del muro.

También, se deberá evaluar el asentamiento diferencial entre el frente y la parte posterior del muro, particularmente considerar su efecto sobre la deformación, la alineación y las tensiones en las conexiones del revestimiento.

9.3.3.3.2. Desplazamientos laterales

En el caso de los muros de gravedad y semigravedad, los movimientos laterales son producto de la combinación de asentamientos verticales diferenciales entre los bordes externos de la zapata del muro (talón y punta), y el efecto de rotación que se requiere para desarrollar la condición activa de presión de tierras.

En el caso de muros estabilizados mecánicamente, según la AASHTO, los desplazamientos laterales se deben estimar en función de la rigidez global de la estructura, el grado de compactación, el tipo de suelo, la longitud de los refuerzos utilizados, el grado de ajuste de las conexiones entre los refuerzos y el revestimiento.

No obstante, y considerando que los muros estabilizados mecánicamente, en particular los muros de suelo reforzado, resultan bastante deformables y es posible que, como consecuencia de dicha deformación, se produzcan agrietamientos en la superficie del pavimento, se requiere el cálculo de la deformación del muro, al menos en forma aproximada, con procedimientos sencillos que evalúen los movimientos debido al giro y al desplazamiento

horizontal del cimiento. En este tipo de estructuras se consideran, además, la deformación propia del muro, que puede inducir un desplazamiento relativo entre la calzada y el cimiento (ver figura 9.9) el cual se puede estimar mediante la ecuación 9.21.

$$\delta_m = \int_0^H \gamma K \frac{h^2}{b} \frac{1+\mu}{E} dh \qquad [9.21]$$

Donde: δ_m: Desplazamiento relativo entre la calzada y el cimiento del muro.

γ: Peso unitario del cuerpo del muro.

K: Coeficiente de empuje (ver Tabla 9.8).

b: Ancho del muro a la altura h.

E: Módulo elástico del cuerpo del muro, se puede obtener mediante ensayos de placa.

μ: Relación de Poisson del cuerpo del muro, se puede suponer igual a 0,35.

h: Coordenada vertical de referencia.

H: Altura total del muro.

Tabla 9.8. Valores del coeficiente de empuje K (MINFOMENTO, 2004)

δ	**TIPO DE MATERIAL**	**CONDICIÓN DE PRESIÓN DE TIERRAS**
$> \frac{H}{500}$	Materiales de relleno seleccionado	$K=K_a$ condición activa
Otros casos		$K=K_0$ condición en reposo

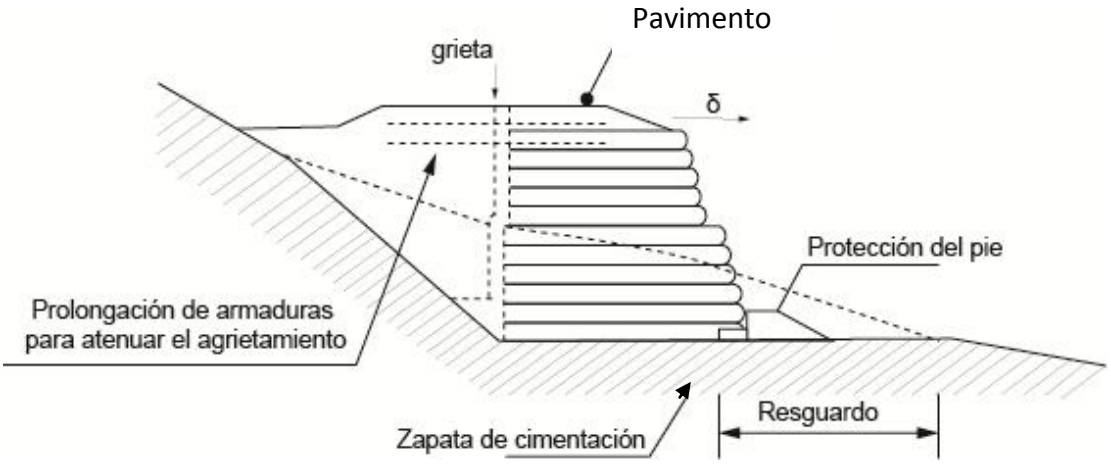


Figura 9.10. Agrietamiento de la superficie del pavimento en muros de tierra armada (MINFOMENTO, 2004)

9.3.3.3.3. Estabilidad global

De acuerdo con los lineamientos de la ASSHTO, en el caso de muros estabilizados mecánicamente, de geometría compleja, se deberán investigar las superficies de falla compuestas que atraviesen una porción de la masa de suelo reforzado, especialmente si el muro está ubicado en terreno inclinado o blando, donde la estabilidad global podría no ser adecuada.

9.4. OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

Estas obras se destinan fundamentalmente al drenaje transversal de las carreteras. En este numeral se darán los lineamientos que permitan particularizar los conceptos de diseño de cimentaciones superficiales y profundas de los Capítulos 6 y 7 de este Manual, en las estructuras de drenaje propias de la infraestructura vial relacionadas con cunetas, alcantarillas y *box culvert*. En lo relativo al diseño mismo de las obras de drenaje, se deben seguir los lineamientos establecidos en el Manual de Drenaje para carreteras del INVIAS.

9.4.1. Cargas

Estas estructuras se diseñan considerando los empujes horizontales y verticales del suelo, la carga del pavimento, la sobrecarga y el incremento por carga dinámica. Si las condiciones constructivas o del sitio lo ameritan, se

evalúan la sobrecarga de suelo, las cargas de fricción negativa, y la presión hidrostática externa. Para las estructuras cuyo punto más bajo está ubicado por debajo del nivel freático; se evalúan las cargas atribuibles a la flotabilidad en agua, con el fin de controlar la flotación.

Si las estructuras se instalan por debajo del nivel freático más elevado anticipado, se deberá considerar el levantamiento.

9.4.2. Condiciones preliminares

- **Socavación**

  Las obras de drenaje transversal se diseñan de manera que ninguna parte de las mismas sufra desplazamientos como resultado de la socavación.

  En las áreas en las cuales la socavación constituye una consideración relevante, para las estructuras colocadas sobre depósitos erosionables o socavables se utiliza un muro de barrera o cortina contra la socavación, que se extienda por debajo de la máxima profundidad de socavación anticipada, o bien una solera pavimentada. Las zapatas de las estructuras se colocan a una profundidad mayor o igual que 600 mm por debajo de la máxima profundidad de socavación anticipada.

  Debe evitarse que las obras de salida sean altas, no sólo porque exigen obras adicionales como bajantes o aliviaderos sino que, en el caso de que las aguas viertan sobre laderas, se genera un efecto desestabilizador en las mismas con los efectos altamente nocivos ya conocidos en las carreteras colombianas.

9.4.3. Estado límite de resistencia

9.4.3.1. Capacidad de carga

Algunos de los tipos de cimentación más comunes son los que se indican en la Figura 9.11. En cada una de ellas se efectúa el análisis correspondiente de capacidad de carga, para lo cual son aplicables los lineamientos dados en el Capítulo 6.

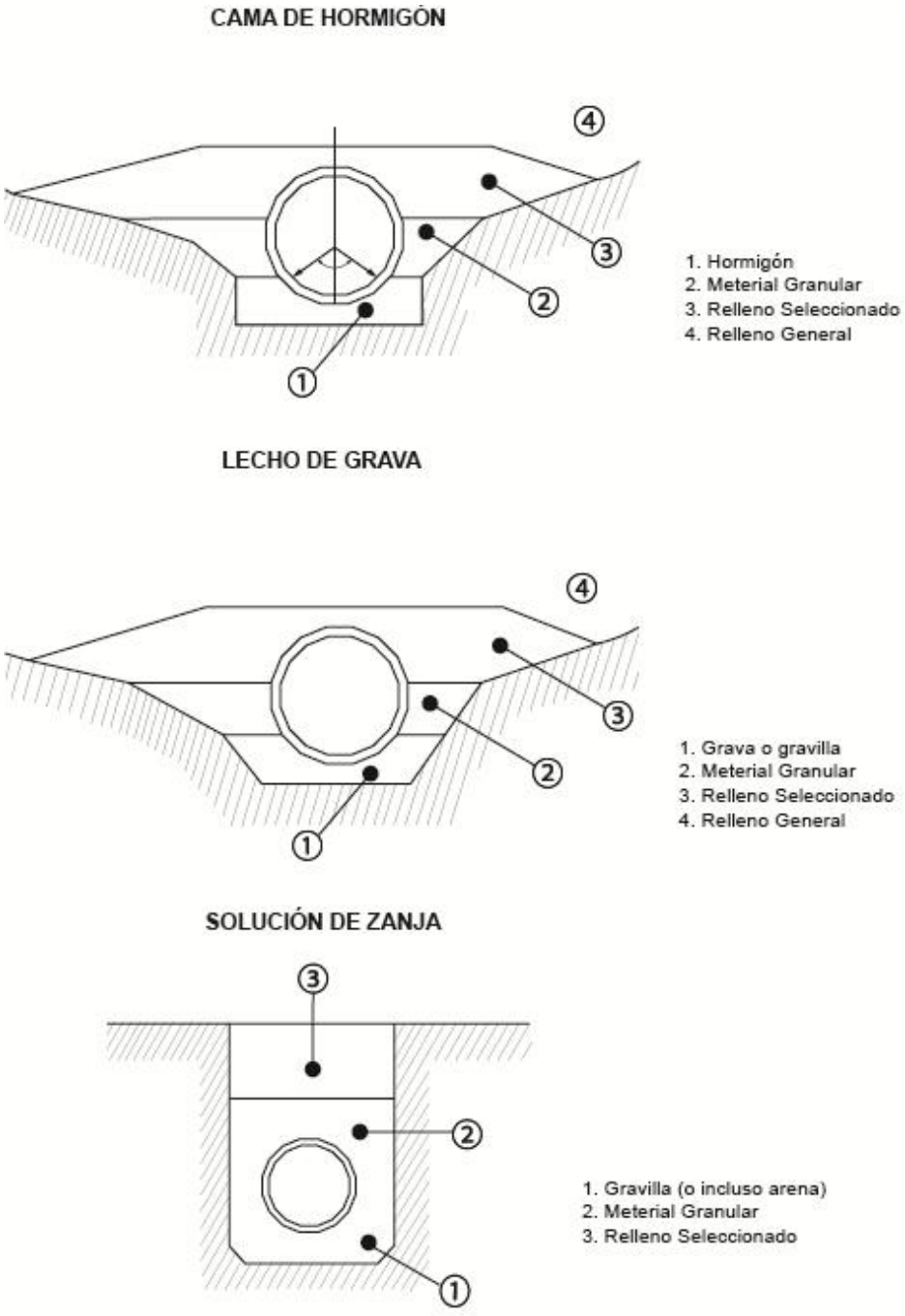


Figura 9.11. Esquemas de cimentación para obras de drenaje transversal (MINFOMENTO, 2004)

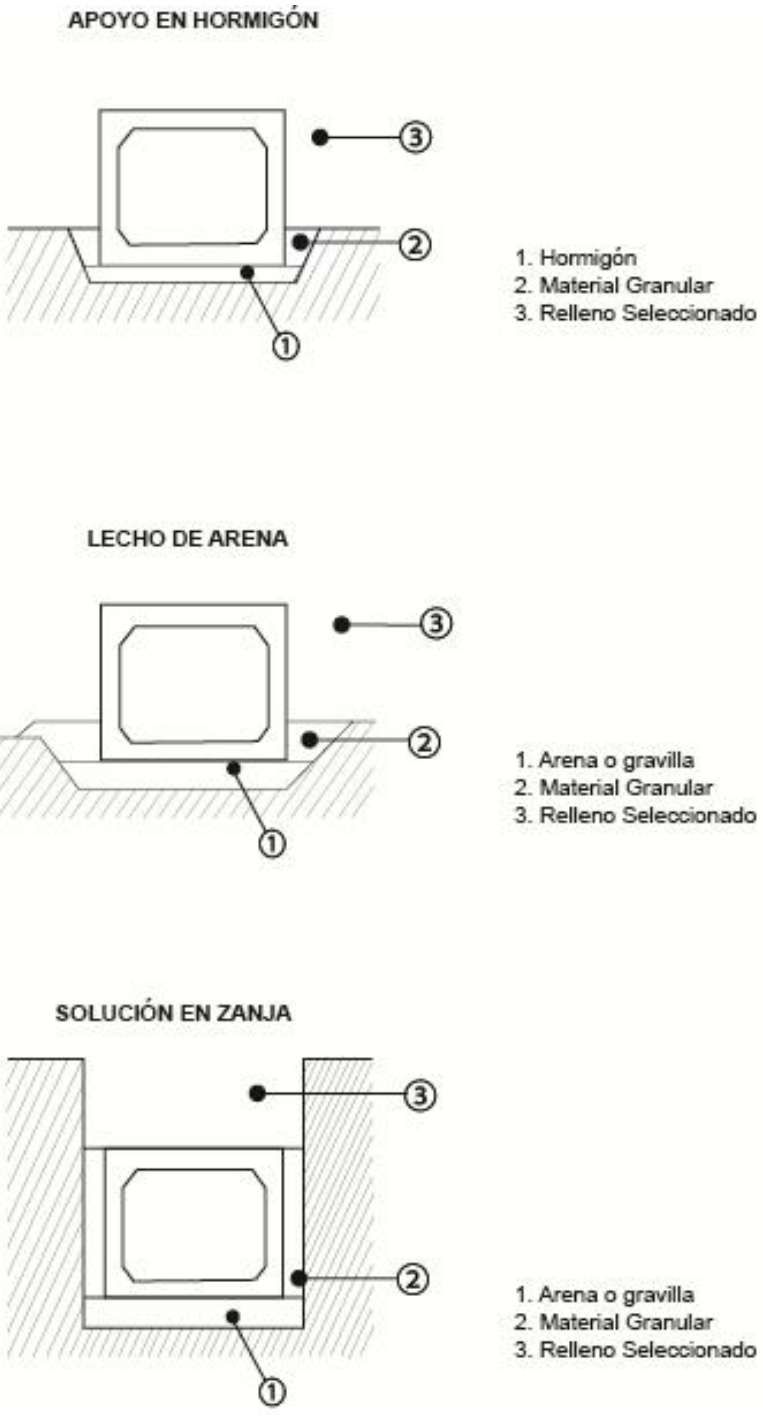


Figura 9.11.(Continuación) Esquemas de cimentación para obras de drenaje transversal (MINFOMENTO, 2004)

9.4.4. Estado límite de servicio

Se consideran los desplazamientos verticales y horizontales, y la estabilidad global en el estado límite de servicio. Este último no se encuentra dentro de los alcances de este Manual; por lo tanto, para su evaluación se remite a la utilización de los métodos de análisis basados en el equilibrio límite o cualquier otro.

- **Asentamientos**

  El aspecto más importante desde el punto de vista geotécnico es el de la estimación de asentamientos. Estos se determinan según lo indicado en el Capítulo 6 de este Manual.

  De acuerdo con la AASHTO, se deberán considerar los desplazamientos potenciales provocados por los asentamientos diferenciales longitudinales a lo largo de la alcantarilla, y entre la alcantarilla y el relleno lateral, y los asentamientos de las cimentaciones y la carga no equilibrada de las estructuras oblicuas que atraviesan un terraplén.

  Adicionalmente, la AASHTO sugiere que las zapatas se diseñen de manera que provean asentamientos longitudinales y transversales uniformes. El asentamiento de las zapatas deberá ser lo suficientemente grande como para proteger contra las fuerzas potenciales de fricción negativa provocadas por el asentamiento del relleno adyacente. Si los materiales de fundación son pobres, se considera excavar todo o parte del material inaceptable y reemplazarlo por un material aceptable compactado, o emplear los métodos de estabilización de suelos que brinda el Capítulo 10 de este Manual.

9.4.5. Excavaciones

El ancho mínimo de la excavación deberá dejar suficiente espacio entre el tubo y las paredes de la zanja para asegurar que el espacio de trabajo sea adecuado para colocar y compactar el material de relleno de forma correcta y segura.

Se exige que la estabilidad de la excavación sea asegurada, ya sea con base a la pendiente de sus paredes o bien entibando la excavación.

9.5. EXCAVACIONES Y CORTES

9.5.1. Excavaciones para cimentaciones

En las excavaciones para las cimentaciones de las obras de infraestructura vial, se encuentran cortes de gran dimensión, cortes con geometría irregular, cortes con estratigrafía variable (especialmente cuando hay zonas débiles), o se encuentran también cortes sometidos a fuerzas provenientes del agua subterránea o de las filtraciones, por lo que, se requiere de un diseño riguroso que genere estabilidad y seguridad en el momento de la construcción.

Una de las principales causas de fallas de taludes de corte se relaciona con la liberación de la tensión en el suelo de excavación, como sería el caso de la socavación en el pie del talud de corte en arcillas fuertemente sobreconsolidadas, entre otros casos; por tanto, además de muchas otras consideraciones, es fundamental para el diseño adecuado de los taludes de corte la instalación de drenaje adecuado para asegurar que la futura estabilidad o los problemas de erosión no se produzcan.

9.5.2. Valores de diseño

Los valores principales para el diseño de taludes de corte son el ángulo de inclinación y la altura del corte. En suelos secos sin cohesión, la estabilidad de un talud de corte es independiente de la altura y por lo tanto el ángulo de inclinación se convierte en el único parámetro de interés. Para suelos puramente cohesivos (Ø = 0), la altura del corte se convierte en el valor crítico de diseño. Para suelos con c y Ø en condición saturada, la estabilidad de taludes está en función del ángulo de inclinación y la altura de corte.

Para el estudio de estabilidad de taludes es necesario conocer la sección transversal, el perfil estratigráfico del suelo, el peso unitario y los valores de resistencia (c ', Ø'), (c, Ø), o (dependiendo del tipo de suelo y las condiciones de drenaje y de carga) la ubicación del nivel freático y las características de flujo.

9.5.3. Diseño de taludes en depósitos de suelo

En el caso de los suelos residuales los taludes por lo general se diseñan con esfuerzos totales para evaluar la resistencia a corto plazo durante la carga

inicial, y también se utilizan esfuerzos efectivos para evaluar la estabilidad a largo plazo; en este tipo de suelos las fallas superficiales y las zonas débiles son comunes, por lo que los taludes típicos, generalmente, se encuentran entre 2H: 1V o más plano. Los cortes deben ser cubiertos con vegetación tan pronto como sea posible.

En los depósitos aluviales de arena y grava, las pendientes son generalmente estables cuando presentan inclinaciones de 1.5H: 1V a 2H: 1V. En este tipo de depósitos el agua retenida puede ser un problema, especialmente cuando el agua se acumula a lo largo de zonas de suelo limoso durante los meses húmedos, pues son propensas a las fallas superficiales del talud. La vegetación es a menudo difícil de utilizar, por lo que el uso de soluciones de bioingeniería es el adecuado.

Los depósitos glaciares sobreconsolidados, para propósitos de ingeniería, se pueden por lo general dividir en suelos no cohesivos y suelos cohesivos. Los depósitos de suelos no cohesivos, consisten en arena muy densa y grava con limo, guijarros y cantos rodados, que muestran cierta cohesión aparente debido a la preconsolidación y contenido de finos. Si hay poca agua o no hay agua subterránea presente, los taludes podrán ser casi verticales por largos períodos de tiempo, a menudo suelen contener aguas subterráneas retenidas las cuales pueden contribuir a la inestabilidad del corte.

Las Inclinaciones típicas en estos suelos varían entre 1.75H: 1V a 1H: 1V; lo que debe limitarse a alturas de hasta 6 m o menos. En los suelos cohesivos sobreconsolidados, se pueden considerar inclinaciones cercanas a la vertical para períodos de tiempo muy limitado.

En este tipo de depósitos, la relajación de los esfuerzos horizontales causa deformación y puede conducir a la falla en forma bastante rápida. Para el diseño de los taludes se debe utilizar el ángulo de fricción residual.

A título orientativo, se recomienda no sobrepasar los valores indicados en la Tabla 9.9.

Tabla 9.9. Taludes recomendados para excavaciones de cimentaciones superficiales (MINFOMENTO, 2004) (WSDOT, 2008)

ALTURA (m)/TIPO DE SUELO/UBICACIÓN		TALUD MÁXIMO
SUELOS		
<5	A	1,5H:1V
	B	1H:1V
	C	0,75H:1V
5-10		1,5H:1V
> 10		1,7H:1V
ROCAS		
Por encima del empotramiento de la zapata		1H:2V
En la zona de empotramiento de la zapata		1H:5V ó vertical

Suelo Tipo A. Son suelos cohesivos con resistencia a la compresión inconfinada de 1,5 Kg/cm^2 o mayor. Tales como arcilla y limos plásticos con pequeñas cantidades de arena y grava. No son suelos Tipo A si:

- Se encuentran fisurados.
- Están sujetos a vibraciones del tráfico pesado, hincado de pilotes o efectos similares.
- Han sido alterados.
- El material está sujeto a otros factores que requieran ser clasificados como un material menos estable.

Suelo tipo B. En general incluyen suelos cohesivos con resistencia a la compresión inconfinada superior a 0,5 Kg/cm^2, pero menor de 1,5 Kg/cm^2 y suelos granulares con un alto ángulo de fricción interno, tales como grava angular o glacial y arena. Algunas gravas y arenas limosas o arcillosas que presenten cohesión aparente, a veces pueden clasificar como suelos Tipo B. Los suelos de Tipo B también incluyen suelos que previamente han sido alterados, que se encuentren fisurados, o sujetos a vibraciones.

Suelos tipo C. Incluyen la mayoría de los suelos granulares no cementados (por ejemplo, grava, arena y arena limosa) y los suelos que no cumplen con los suelos tipos A o B.

Los taludes recomendados para la excavación de cimentaciones, que generalmente son temporales, descritos en la Tabla 9.9 aplican a condiciones sin agua. En caso que se encuentre flujo de agua en la superficie del corte o si existen desprendimientos de material, se requiere utilizar taludes con pendientes suaves.

Cuando se quiere utilizar taludes más pronunciados que los mencionados, se deberán proyectar medidas de contención.

En el caso de rocas rápidamente meteorizables, se limitará el tiempo de exposición entre la excavación y la construcción de la cimentación.

Los productos de la excavación deben ser depositados en zonas de disposición de sobrantes debidamente aprobadas.

No obstante lo anterior, los taludes para excavación de cimentaciones bien sean temporales o permanentes, requieren del diseño geotécnico es decir de un análisis de estabilidad. Los taludes de la Tabla 9.9, son recomendaciones a título orientativo, de tal forma que si el consultor elige alguno de los taludes para las excavaciones, será de acuerdo con su criterio y experiencia y por tanto su responsabilidad.

En el caso de cortes temporales, se deben cumplir los siguientes requisitos:

- Minimizar el tráfico.

- Los materiales de construcción o demás elementos que se dispongan en la parte superior de la excavación se pueden permitir a una distancia mínima de 1,5 m desde el borde del corte.

- El suelo que quede expuesto, debe ser protegido contra la erosión superficial.

- Las actividades de construcción deben ser programados de manera que el tiempo de exposición de los taludes de corte se reduzca lo más posible.

- Desviar el agua superficial de la excavación.

- Las excavaciones se supervisan periódicamente por parte del Ingeniero geotécnista o de un profesional competente en el área, para verificar la estabilidad de las mismas.

9.5.4. Análisis de filtración e impacto sobre el diseño

La presencia de agua en un talud es una causa común de falla. El aumento del nivel de agua siempre resulta en una reducción en la resistencia al corte de los suelos no saturados. Si se eleva el nivel freático y se consideran además las fuerzas de filtración, la presión de poro se eleva, causando una reducción correspondiente en el esfuerzo efectivo y la resistencia al corte en suelos saturados. Así mismo el aumento en la masa de suelo aumenta las fuerzas actuantes que fallan el suelo.

Para el análisis de los taludes, se requiere conocer el esfuerzo efectivo, los valores de resistencia, y la presión de poros; los análisis se pueden hacer utilizando varios métodos. El nivel freático se puede determinar mediante la instalación de tubos abiertos o pozos de observación, estos últimos son más comunes.

Los datos piezométricos se puede utilizar para estimar el nivel freático, o si existen condiciones de flujo confinado. La red de flujo elaborada en forma manual, o mediante un método numérico como el de elementos finitos, se puede utilizar siempre y cuando se cuente con suficiente información de contorno. La relación de presión de poro (r_u) también puede ser utilizada, sin embargo, este método se limita generalmente a su uso con gráficos de estabilidad o para la determinación del factor de seguridad para una superficie de falla única.

9.5.5. Levantamiento del fondo en arcilla

Cuando el suelo es poco resistente y la entibación, como suele ser normal, no se prolonga más allá del fondo de excavación, se puede producir el levantamiento del fondo con hundimiento simultáneo del terreno en el trasdós de la excavación.

Dicho fenómeno suele ser evidente en los cortes apuntalados en arcilla

saturada y en situaciones de corto plazo. Terzaghi (1943) analizó el factor de seguridad de excavaciones apuntaladas contra levantamiento de fondo, bajo la hipótesis que la arcilla es homogénea, por lo menos hasta una profundidad de 0,7B debajo del fondo del corte. El Factor de seguridad FS, se puede expresar de acuerdo con la ecuación 9.22.

$$FS = \frac{1}{H}\left(\frac{5{,}7\ c}{\gamma - \frac{c}{0{,}7B}}\right) \qquad [9.22]$$

Donde: H: Altura del corte.

c: Cohesión no drenada.

B: Ancho de la excavación.

γ: Peso unitario de la arcilla.

En caso de un estrato duro de roca o de material rocoso a una profundidad D < 0,7B, la superficie de falla se modifica y por tanto el FS se expresa mediante la ecuación 9.23.

$$FS = \frac{1}{H}\left(\frac{5{,}7\ c}{\gamma - \frac{c}{D}}\right) \qquad [9.23]$$

Todos los términos ya fueron definidos.

Según Bjerrum y Eide (1956), el FS en cortes apuntalados en arcilla, se expresa mediante la ecuación 9.24.

$$FS = \frac{cN_C}{\gamma H} \qquad [9.24]$$

Donde: N_c: Factor de capacidad de carga (ver Figura 9.12).

Los demás términos ya fueron definidos.

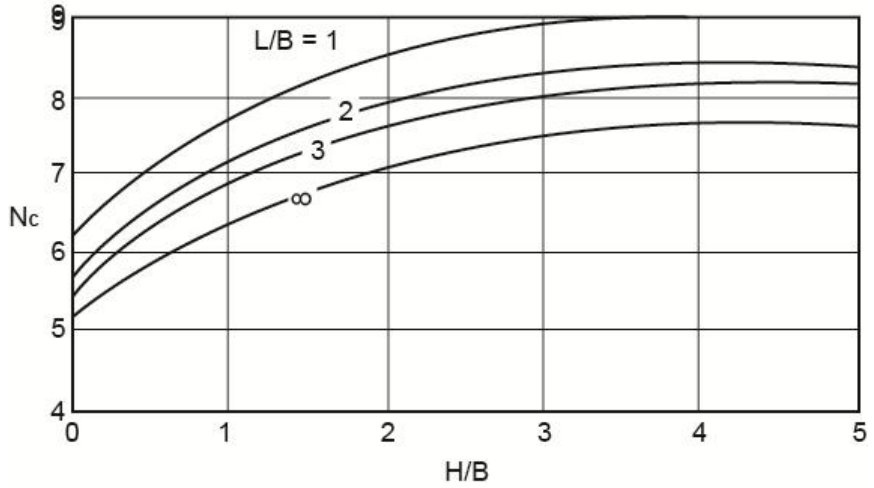


Figura 9.12. Variación de N_c con L/B y H/B

9.5.6. Levantamiento del fondo en arena

Cuando el nivel de agua dentro de la excavación es mayor que el nivel freático el fondo de un corte en arena es estable. Cuando se requiere bombear el agua que ocupa la excavación, se deberá revisar el efecto de tubificación o falla por levantamiento de fondo; el factor de seguridad contra tubificación se expresa según la ecuación 9.25.

$$FS = \frac{i_{cr}}{i_{max\ (salida)}} \qquad [9.25]$$

Donde: i_{cr}: Gradiente hidráulico crítico.

$i_{max\ (salida)}$: Gradiente máximo de salida $i_{max\ (salida)} = \frac{h}{aN_d}$ (ver Figuras 9.16 y 9.17).

a: Longitud de la celda de salida.

N_d: Número de caídas de potencial.

h: Carga hidráulica (diferencia de alturas totales ver Figura 9.13).

Para determinar el gradiente máximo de salida, también se pueden utilizar las Figuras 9.14, 9.15, 9.16 y 9.17 de la siguiente manera:

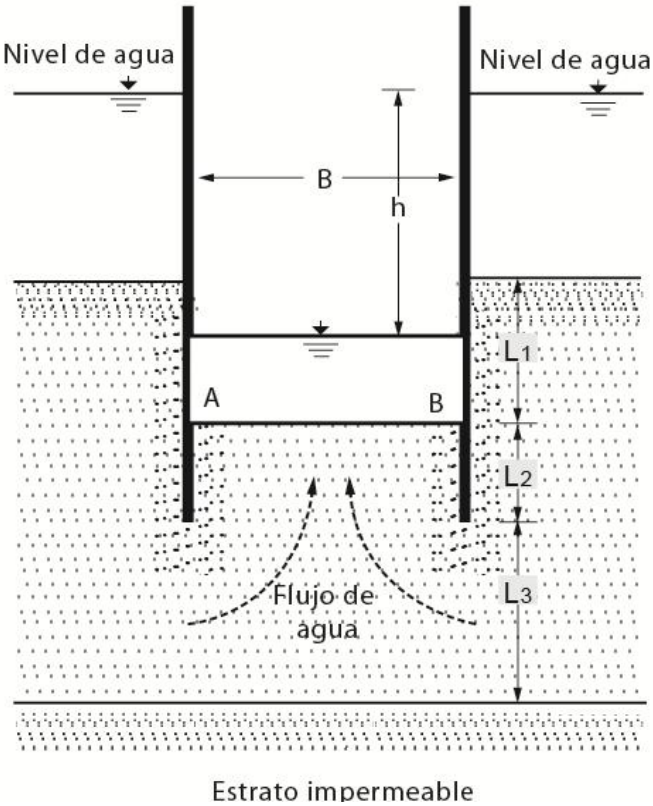


Figura 9.13. Falla de fondo en arena

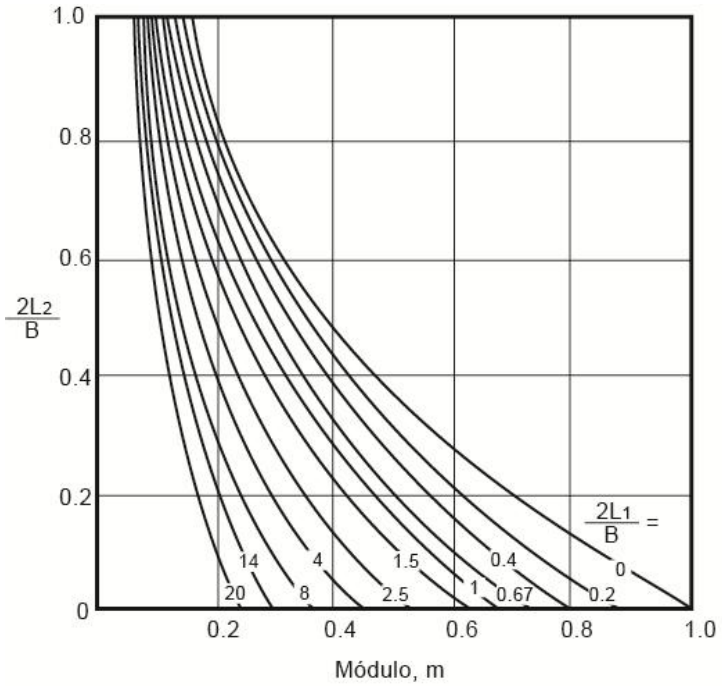


Figura 9.14. Variación del módulo m

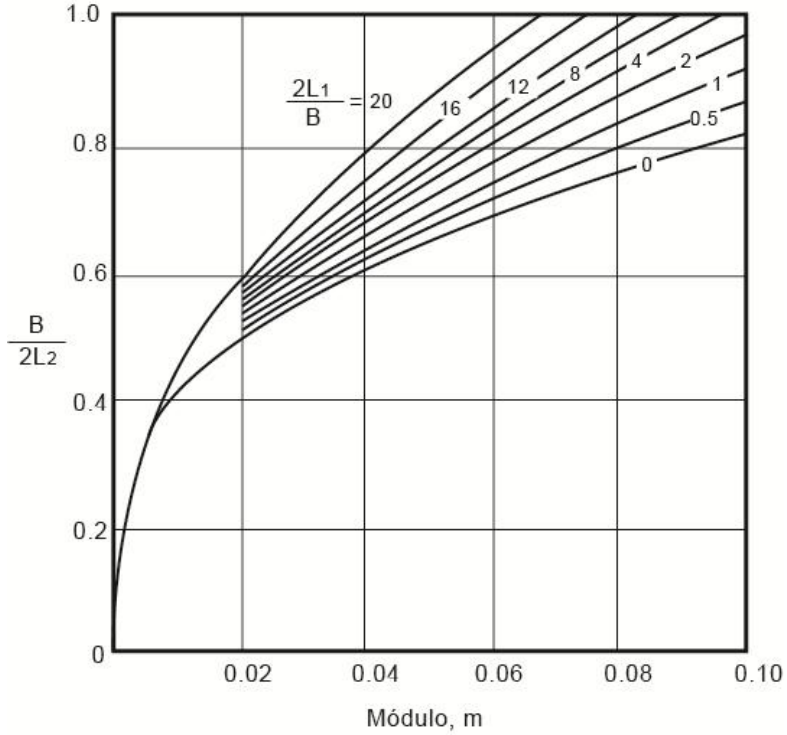


Figura 9.15. Variación del módulo m

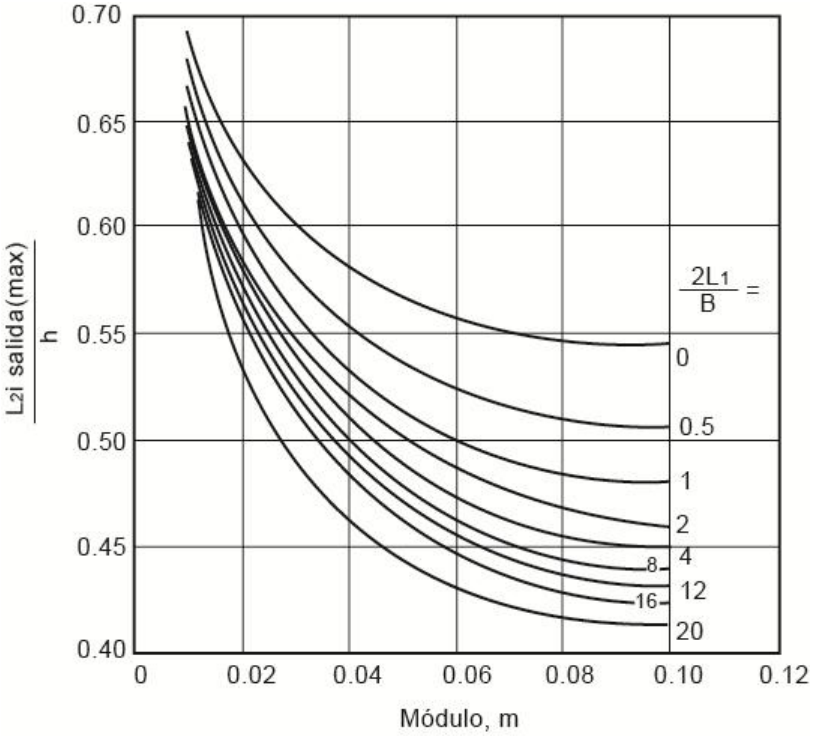


Figura 9.16. Variación del gradiente hidráulico de salida y el módulo m

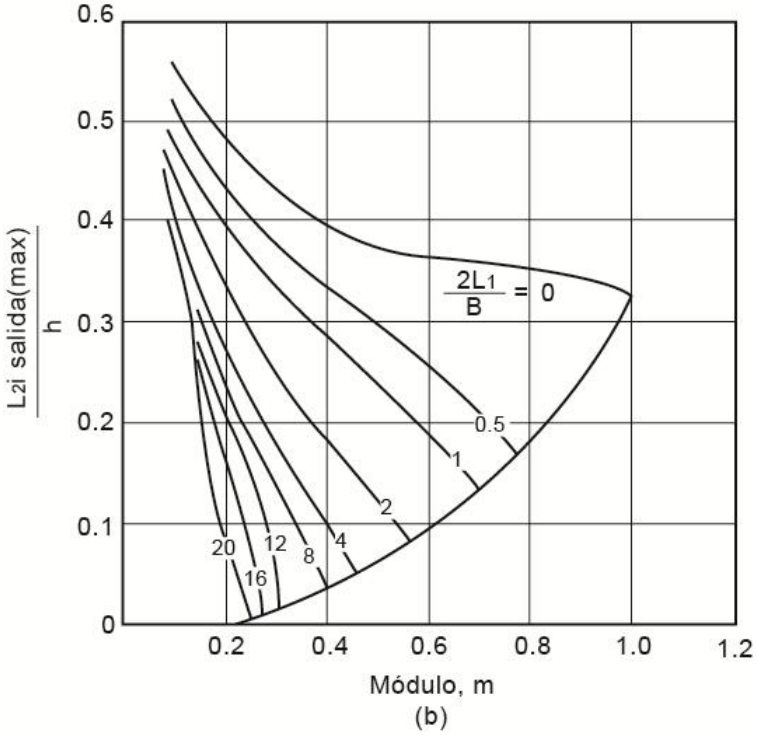


Figura 9.17. Variación del gradiente hidráulico de salida y el módulo m

De la Figura 9.14 y 9.15, conocidos L_1, L_2 y B, determinar el módulo "m"; con este último determinado y conocido "h" , de las Figuras 9.16 y 9.17 se determina $i_{max\ (salida)}$.

9.6. PASOS INFERIORES

Los pasos inferiores son en general estructuras rígidas enterradas en las que el peso del terreno sobre su lecho es la acción predominante.

9.6.1. Cargas

Se deberán considerar los aspectos del numeral 9.4.1.

9.6.2. Cimentación

Los pasos inferiores pueden ser pórticos, arcos o marcos, cuya cimentación será, en general, de tipo superficial, salvo en los casos donde el terreno de cimentación no tenga la capacidad de soporte suficiente, se esperen

asentamientos diferenciales y se vean afectadas por efectos de socavación o erosión, en cuyo caso se deberá proyectar una cimentación piloteada.

Es de vital importancia el drenaje puesto que no sólo puede crear un incremento en el empuje y por tanto una mayor solicitación estructural, sino que la inadecuada captación y conducción de las aguas genera inundaciones al interior del paso, lo cual pone en peligro la marcha vehicular.

9.7. DISEÑO DE FUNDACIONES PARA SEÑALES Y POSTES DE ILUMINACIÓN

Esta sección trata sobre el diseño geotécnico de la cimentación de estructuras de baja carga en las cuales están incluidas, señales verticales y postes de iluminación.

Para el diseño de estas estructuras de baja carga se pueden utilizar correlaciones siempre y cuando el suelo y las pendientes cumplan con las condiciones que aquí se describen. Si las condiciones del suelo y roca no son adecuadas o si las cargas no son las típicas para una estructura de este tipo, se deberán efectuar análisis detallados para el diseño de la cimentación.

El Manual de diseño geotécnico del estado de Washington – WSDOT, presenta las correlaciones que permiten diseñar las cimentaciones para este tipo de estructuras, las cuales se basan en las presiones admisibles laterales y en los ángulos de fricción interna de los suelos; basadas en las correlaciones propuestas por Patterson (1962) y en la experiencia del WSDOT sobre el diseño de pequeñas cimentaciones.

Las correlaciones originales se basan en la medida de la resistencia que se requiere para extraer una barrena de 1,5 pulgadas de diámetro del suelo de fundación, Patterson encontró que una fuerza de extracción de 200 lb (90,7 Kg) en suelo blando equivalía a una capacidad de carga admisible lateral de 1000 lb/pie^2 (0,49 kg/cm^2); que una fuerza de extracción entre 750 y 1000 lb (340 y 454 kg) en un suelo promedio equivalía a una capacidad de carga admisible lateral de 2500 lb/pie^2 (1,22 kg/cm^2) y una fuerza de extracción de 2000 a 2500 lb (907 a 1134 kg) en suelo muy duro, equivalía a una capacidad de carga admisible lateral de 4500 lb/pie^2 (2,20 kg/cm^2).

Las anteriores correlaciones, según la WSDOT, son conservadoras comparativamente con las correlaciones que se puedan obtener a partir del

valor del número de golpes por pie N del SPT, sin corregir por efectos de la presión de sobrecarga, según lo dispuesto en la AASHTO (1988).

El diseño de la cimentación de este tipo de estructuras, se puede efectuar, entonces, mediante diseños estándar, donde se asume que el suelo de cimentación tiene la capacidad de soportar la presión lateral ocasionada por las cargas de viento y las cargas muertas, Las presiones admisibles laterales se establecen a partir de las correlaciones mencionadas, a partir de los resultados del SPT no corregidos por la presión de sobrecarga, las cuales se presentan en la Tabla 9.10. Esta Tabla se debe utilizar para comprobar si los diseños estándar de la cimentación son aplicables para el sitio específico. En caso que las condiciones de los diseños estándar no se cumplan se requiere de un diseño propio para las condiciones particulares por lo que la Tabla 9.10 también se puede utilizar, en un sitio específico, para ajustar la profundidad de cimentación y para considerar las cargas o condiciones del suelo que son más desfavorables o diferentes a las condiciones asumidas para el diseño de la cimentación estándar.

Los detalles de los diseños se pueden consultar en el documento denominado *Standard Plans (2011)* del *Geotechnical Design Manual* del Departamento de Transporte del Estado de Washington – WSDOT.

Tabla 9.10. Correlación entre el SPT y la presión lateral admisible (adaptada de WSDOT, 2006)

CONSISTENCIA DEL SUELO	**ENSAYO NORMAL DE PENETRACIÓN N(golpes/pie)**	**PRESION LATERAL ADMISIBLE (psf)**
Suelo muy blando	2	750
	3	800
	4	900
	5	1000
	6	1100
	7	1200
Suelo pobre	8	1300
	9	1400
	10	1500
	11	1700
	12	1900

CONSISTENCIA DEL SUELO	ENSAYO NORMAL DE PENETRACIÓN N(golpes/pie)	PRESION LATERAL ADMISIBLE (psf)
Suelo promedio	13	2100
	14	2300
	15	2500
	16	2700
	17	2900
Suelo bueno	18	3100
	19	3300
	20	3500
Suelo muy duro	25	4200
	30	>4500
	35	>4500

Se deben considerar algunos requisitos adicionales en relación con la caracterización de un suelo marginal:

- Cuando el suelo de cimentación es estratificado, el valor de N se toma como un promedio ponderado para el diseño de la cimentación. Cuando se encuentran suelos blandos no es adecuado utilizar un promedio ponderado para N.

- Para cimientos colocados sobre terraplenes construidos con gravas compactadas, los diseños de cimentación estándar se pueden utilizar puesto que, regularmente, presentan valores de N mayores o iguales a 25.

- En general las cargas verticales de luminarias y señales son muy bajas (2ksf o menos); sin embargo, si se detecta la presencia de limos muy blandos, arcillas o turba (por ejemplo, N = 4 o menos), se requiere de un diseño de cimentación diferente al estándar.

Los valores de presión lateral admisible de la Tabla 9.10 se aplican sólo en condiciones planas, si el suelo tiene pendiente, se consideran aspectos adicionales para la determinación de la profundidad de cimentación.

Para las cimentaciones colocadas sobre una pendiente o donde el eje central de la cimentación es inferior a 1B del hombro del talud (B= ancho o diámetro

de la cimentación estándar), la profundidad de cimentación del diseño estándar debe aumentarse de la siguiente manera y tal y como se ilustra en la Figura 9.18:

1) Para taludes 3H:1V o más planos, no se requiere una profundidad adicional.

2) Para 2H:1V o más planos, adicionar 0,5B a la profundidad de cimentación.

3) Para 1,5H:1V, adicionar 1,0B a la profundidad de cimentación.

En el caso de taludes que no se encuentren dentro de los rangos anteriormente mencionados, la interpolación entre esos valores es aceptable. Este tipo de fundaciones no debe ser colocado en taludes de pendientes mayores que 1,5H:1V. Si la cimentación se encuentra en una pendiente que forma parte de una zanja de drenaje, la parte superior de la cimentación estándar se puede colocar en o por debajo de la parte inferior de la zanja de drenaje.

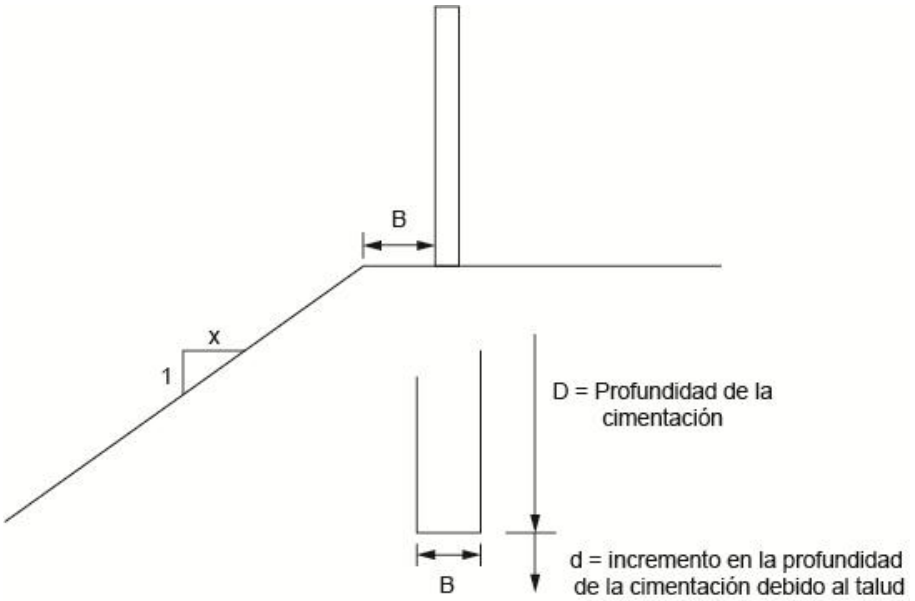


Figura 9.18. Detalle de la cimentación en un terreno inclinado (WSDOT, 2006)

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

AASHTO, AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. 2004. *LRFD Bridge Design Specifications.* Washington D.C. : s.n., 2004.

DAS, BRAJA M. 2006. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones.* Quinta. s.l. : Thomson, 2006.

FHWA, FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. 2006. *Soils and Foundations: Reference Manual. National Highway Institute. NHI Course No. 132012.* Washington D.C. : s.n., 2006. Vol. 1. Publication No. FHWA NHI-06-088.

MINFOMENTO, MINISTERIO DE FOMENTO - DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS. 2004. *Guía de cimentaciones en obras de carreteras.* Madrid : s.n., 2004.

MOPU, MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO. DIRECCIÓN GENERAL DE PUERTOS Y COSTAS. 2005. *Recomendaciones para Obras Marítimas y Portuarias.* Madrid : s.n., 2005. ROM 0.5-05.

SCDOT, SOUTH CAROLINA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. 2010. *Geotechnical Design Manual.* 2010.

USACE, US ARMY CORPS OF ENGINEERS. 1992. *Engineer Manual - Bearing capacity of soils.* Washington D.C. : s.n., 1992.

WSDOT, WASHINGTON STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. 2008. *Evaluation of Liquefaction Hazards in Washington State.* Seattle : s.n., 2008.

—. 2010. *Geotechnical Design Manual. Environmental and engineering programs.* Seattle : s.n., 2010.

10

MÉTODOS DE MEJORAMIENTO DE LOS SUELOS

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 10. MÉTODOS DE MEJORAMIENTO DE LOS SUELOS 10-1
10.1. MEJORAMIENTO FÍSICO 10-2
10.1.1. Precarga 10-2
10.1.1.1. Diseño 10-6
10.1.2. Drenes verticales 10-10
10.1.3. Rellenos de bajo peso o aligerados 10-16
10.1.3.1. Geoespuma 10-17
10.1.3.2. Materiales expandidos (arcillas, *shales*) 10-19
10.1.4. Columnas 10-21
10.1.5. Mezcla de suelo 10-31
10.1.6. Terraplenes soportados por columnas 10-36
10.1.7. Terraplenes reforzados en suelos blandos 10-48
10.1.7.1. Estabilización del terreno de fundación 10-49
10.1.7.2. Refuerzo del terraplén 10-53
10.2. MEJORAMIENTO MECÁNICO 10-56
10.2.1. Compactación 10-56
10.2.1.1. Energía de Compactación 10-57
10.2.1.2. Densidad 10-59
10.2.1.3. Procesos de Compactación en campo 10-60
10.2.1.4. Clasificación de los equipos de compactación 10-62
10.2.1.5. Ensayos de Campo 10-65
10.2.1.6. Procesos de Compactación en Laboratorio 10-67
10.2.2. Vibrocompactación 10-68
10.2.3. Compactación dinámica 10-73
10.3. MEJORAMIENTO QUÍMICO (*GROUTING)* 10-79
10.3.1. Materiales del *grouting* 10-79
10.3.2. *Grouting* en roca 10-82
10.3.3. *Grouting* en suelo 10-84
BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA 10-90

CAPÍTULO 10. MÉTODOS DE MEJORAMIENTO DE LOS SUELOS

Con mucha frecuencia el Ingeniero geotecnista suele encontrar suelos blandos, o depósitos con características mecánicas poco favorables, por lo que se ve abocado a diseñar, implementar y evaluar, métodos de mejoramiento del subsuelo para así desarrollar sus proyectos de infraestructura.

En cimentaciones de obras de carreteras, uno de los problemas más frecuentes a resolver suele ser la escasa capacidad de soporte del terreno o los grandes asentamientos esperados. A veces se trata de un problema de impermeabilización y/o de drenaje.

El estudio de la necesidad del mejoramiento del terreno debe comenzar con la identificación clara de los terrenos a tratar. El reconocimiento geotécnico debe haber arrojado la presencia de suelos blandos y la posible necesidad de un tratamiento del terreno. Una vez identificado el problema, se programa la exploración del suelo para caracterizarlo con mayor detalle.

Los métodos de mejoramiento del suelo son utilizados para modificar las condiciones del subsuelo o modificar el comportamiento de un terraplén. o cualquier estructura geotécnica. Por lo general, los métodos de mejoramiento del subsuelo se utilizan cuando no es físicamente posible la remoción del material *in situ*, por consideraciones ambientales o por costos.

Los métodos de estabilización se utilizan para:

- Incrementar la capacidad de carga del suelo y la resistencia al corte.
- Incrementar la densidad.
- Controlar las deformaciones.
- Acelerar el proceso de consolidación.
- Incrementar la estabilidad lateral.

- Llenar los vacíos del suelo.

- Incrementar la resistencia a la licuación.

- Evitar la filtración.

De acuerdo con el *South Carolina Geotechnical Design Manual – SCDOT* (2010), el que a su vez se basa en los volúmenes I y II del *Ground Improvement Methods de la FHWA*, existen tres estrategias que enmarcan los usos arriba mencionados:

1) Incrementar la resistencia al corte y a la densidad y/o disminuir la compresibilidad del suelo de fundación.

2) Utilizar rellenos de bajo peso, para reducir significativamente el efecto de las cargas en el suelo de fundación.

3) Transferir las cargas a un suelo de fundación más competente.

La Tabla 10.1 brinda elementos que permiten seleccionar el procedimiento de mejoramiento del subsuelo.

La Tabla 10.2 presenta el tipo de terreno y la profundidad de aplicación de cada técnica o tratamiento que brinda la Tabla 10.1.

10.1. MEJORAMIENTO FÍSICO

10.1.1. Precarga

Cuando un suelo es cargado por primera vez, experimenta deformaciones mucho mayores que cuando se carga posteriormente, después de haber sido precargado y descargado, la primera carga deja al suelo con mayor resistencia y menos deformabilidad aunque tal carga sea retirada; el método de precarga se basa en dicho concepto por lo que, antes de construir la obra, el suelo puede precargarse con materiales u otras sobrecargas colocadas en superficie a veces en forma temporal. En algunos elementos de cimentación, la precarga se ha conseguido con anclajes que los comprimen contra el cimiento, si bien este es un caso excepcional.

Según la ROM 05-05 –Recomendaciones Geotécnicas para obras marítimas y portuarias (MOPU, 2005), conseguir el efecto beneficioso de las precargas puede requerir un tiempo grande en aquellos terrenos que estén saturados. Ese tiempo es tanto mayor cuanto mayor sea el espesor de suelo blando, cuanto mayor sea su compresibilidad y cuanto menor sea su permeabilidad. Por ese motivo, las precargas aceleradas con medidas de drenaje artificial pueden ser mucho más efectivas.

Tabla 10.1. Categorías de mejoramiento del subsuelo, funciones y métodos (Modificada del *Ground Improvement Methods*, agosto 2006)

CATEGORÍA	FUNCIÓN	TÉCNICA O TRATAMIENTO
Consolidación	Acelera la consolidación e incrementa la resistencia al corte	1) Drenes verticales prefabricados 2) Sobrecarga
Reducción de carga	Reduce los asentamientos y la carga que se aplica en la cimentación	1) Geoespuma 2) Concreto espumado 3) Rellenos de bajo peso
Densificación	Incrementa la densidad, la capacidad de carga, la resistencia friccional en suelos granulares. Decrece los asentamientos e incrementa la resistencia a la licuación	1) Vibro compactación 2) Compactación dinámica por el impacto de la caída de un peso
Reforzamiento	En suelos de cimentación blandos, incrementa la resistencia al corte, la resistencia a la licuación y disminuye la compresibilidad	Columnas de grava

CATEGORÍA	FUNCIÓN	TÉCNICA O TRATAMIENTO
Mezcla de suelo profunda	Altera las propiedades físico- químicas del suelo de fundación para incrementar su tensión, compresión y resistencia al corte, y para disminuir el asentamiento y /o proveer estabilidad lateral y/o confinamiento	1) Métodos de mezcla en húmedo 2) Métodos de mezcla en seco
Inyecciones	Para llenar los vacíos, incrementa la densidad, incrementa la tensión y la resistencia a la compresión	1) Inyección para compactación 2) Inyección para permeabilidad 3) Jet Grouting
Transferencia de carga	Transferencia de carga a estratos portantes más profundos	1) Terraplenes soportados por columnas

Tabla 10.2. Tipo de terreno y profundidad de aplicación (MINISTERIO DE FOMENTO ESPAÑOL, 2004)

TÉCNICA O TRATAMIENTO	TERRENO		TIPO DE MEJORA			PROFUNDIDAD EFICAZ DE TRATAMIENTO
	GRANULAR	COHESIVO	RESISTENCIA	DEFORMABILIDAD	PERMEABILIDAD	
Sustitución del terreno	Suelos de difícil comportamiento		Si	Si	Si	Moderada <3m
Compactación con rodillo	Cualquier terreno no saturado		Si	Si	No	Pequeña <1m

TÉCNICA O TRATAMIENTO	TERRENO		TIPO DE MEJORA			PROFUNDIDAD EFICAZ DE TRATAMIENTO
	GRANULAR	COHESIVO	RESISTENCIA	DEFORMABILIDAD	PERMEABILIDAD	
Precargas	Si	Si	Si	Si	No	Varias decenas de metros
Drenes verticales prefabricados	No	Si	No	No	Si	Varias decenas de metros
Vibración profunda	Si vibro flotación	Si vibro sustitución	Si	Si	No	$\leq$ 15 m
Compactación dinámica	Cualquier tipo		Si	Si	No	___
Inyecciones	Impregnación[1]	No aplica	Algo	Algo	Si	Hasta más de 100m
	Hidrofracturación Cualquier terreno		Algo	Si	Si	
	Desplazamiento Cualquier terreno		Si	Si	Si	
Jet grouting	Cualquier tipo		Si	Si	Solo con columnas secantes	<20 m
Columnas de grava	Cualquier tipo de suelo blando		Si	Si	Si	<20 m
Columnas de suelo cemento	Cualquier tipo de suelo blando		Si	Si	No	<20 m
Claveteado o cosido del terreno	Suelo de consistencia media o superior		Si	Si	No	<10 m

1. La permeabilidad inicial del terreno que se requiere para poder impregnarlo, depende del producto inyectado:
   - Lechadas de cemento $k_{terreno}$ > 10-2 cm/s
   - Lechadas de microcemento $k_{terreno}$ > 10-3 cm/s
   - Geles y otros productos químicos $k_{terreno}$ > 10^{-4} cm/s

Los drenes que comúnmente se utilizan son bandas drenantes prefabricadas. En el pasado se utilizaron drenes cilíndricos de arena que hoy parecen menos eficaces, aunque pueden tener algún otro efecto secundario beneficioso como elemento de refuerzo.

La precarga es un procedimiento tan efectivo que su consideración es siempre recomendable.

La precarga más clásica consiste en colocar tierras sobre los rellenos artificiales o suelos naturales blandos que se quieren mejorar, de manera que se produzcan asientos al consolidar el suelo bajo el peso de las tierras. Las tierras se retiran después total o parcialmente.

La precarga puede conseguirse por otros procedimientos, entre ellos:

- Acopio de bloques de hormigón o de mercancías pesadas.
- Cargas de agua en recintos estancos (depósitos).
- Rebaja artificial y temporal del nivel freático.
- Ubicación de gatos y anclajes en zonas localizadas.

10.1.1.1. Diseño

Los diseños pueden realizarse basándose en la teoría de la consolidación unidimensional. Cuando el suelo blando está saturado, es necesario mantener aplicada la precarga $\Delta\sigma_f$ durante el tiempo t_2 preciso para que la compresión efectiva sea la deseada.

Si se conoce el tiempo en el cual se aplicará la precarga, t_2 y se desea obtener la precarga $\Delta\sigma_f$, se debe determinar el grado de consolidación, U, a partir del valor del factor de tiempo T_v, para lo cual se utiliza la Figura 10.1. Con el valor estimado del porcentaje de consolidación U, de la Figura 10.2 o de la ecuación 10.1, se determina la relación $\Delta\sigma_f/\Delta\sigma_p$ requerida para luego calcular $\Delta\sigma_f$.

Si el valor de la precarga $\Delta\sigma_f$ es conocido, pero se desea conocer t_2, se debe obtener el esfuerzo efectivo promedio inicial σ'_0 y el valor del incremento de la presión vertical $\Delta\sigma_p$, de manera que se obtenga U (grado de consolidación) de la ecuación 10.1. Con este último valor, se procede a determinar el factor tiempo T_v, de la Figura 10.1 y con la ecuación 10.2 se obtiene t_2.

$$U = \frac{\log\left[1+\frac{\Delta\sigma_p}{\sigma_o'}\right]}{\log\left\{1+\frac{\Delta\sigma_p}{\sigma_o'}\left[1+\frac{\Delta\sigma_f}{\Delta\sigma_p}\right]\right\}} \qquad [10.1]$$

Todos los términos ya fueron definidos

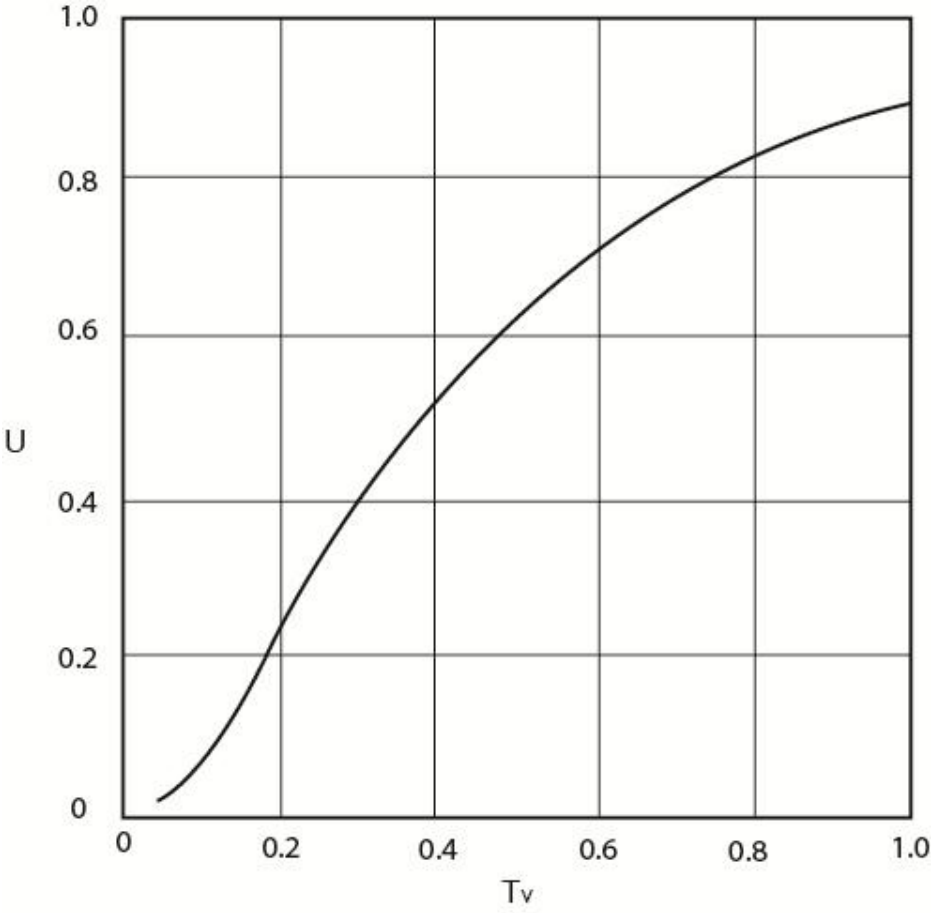


Figura 10.1. Grado de consolidación en función de T_v (DAS, 2005)

$$t_2 = \frac{T_v H_{dr}^2}{c_v} \qquad [10.2]$$

Donde: H_{dr}: Trayectoria máxima de drenaje (H/2 para drenaje en dos direcciones y H para drenaje en una dirección.

c_v: Coeficiente de consolidación.

Los demás términos ya fueron definidos.

El tiempo requerido puede ser, en ocasiones, incompatible con el cronograma de construcción, lo cual se puede solucionar al acelerar artificialmente la consolidación mediante el uso de drenes.

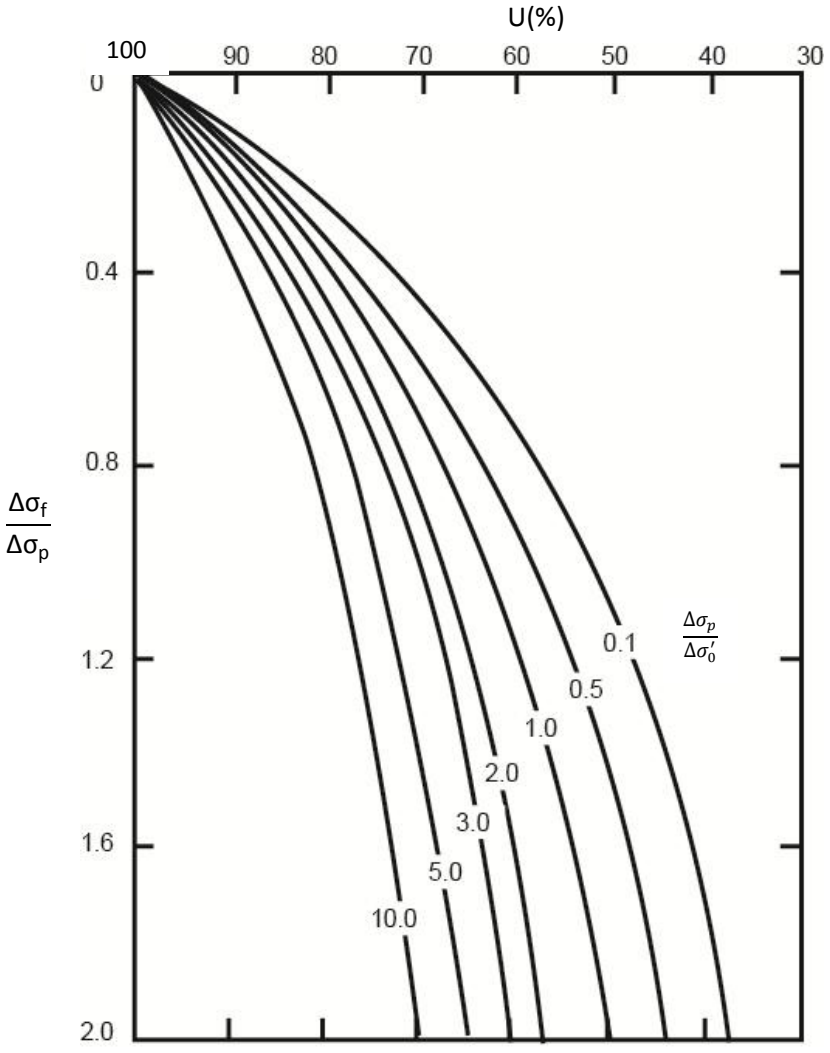


Figura 10.2. Variación de U en función de $\Delta\sigma_f/\Delta\sigma_p$ y $\Delta\sigma_p/\Delta\sigma'_0$ (DAS, 2005)

Para el caso particular de precargas verticales sobre estratos horizontales de suelos en los que se dispone de un drenaje artificial, se puede calcular el grado de consolidación alcanzado, U, con las ecuaciones 10.3, 10.4, 10.5 y 10.6.

$$U = 1 - \exp\left(-\frac{8C_h t}{\mu d^2}\right) \qquad [10.3]$$

$$d = \sqrt{\frac{4}{\pi} A} \qquad [10.4]$$

$$\mu = \ln \frac{d}{\emptyset_d} - 0{,}75 \qquad [10.5]$$

$$\emptyset_d = \frac{2(b+e)}{\pi} \qquad [10.6]$$

Donde: C_h: Coeficiente de consolidación (para flujo horizontal).

t: Tiempo de mantenimiento de la precarga.

μ: Coeficiente adimensional.

d: Separación equivalente entre drenes.

A: Área asignada a cada dren o área total dividida por el número de drenes (ver Figura 10.3).

ϕ_d: Diámetro equivalente del dren. Para drenes planos usar la ecuación 10.6.

b: Ancho del dren.

e: Espesor del dren.

El grado de consolidación conjunto U, debido al drenaje radial horizontal y debido al flujo vertical, puede calcularse con la ecuación 10.9.

Es usual y recomendable dejar las sobrecargas hasta que los grados de consolidación alcanzados sean del orden del 75% o mayores. En esas situaciones la retirada total o parcial de las precargas suele producir entumecimientos que son únicamente una pequeña fracción del asiento producido.

10.1.2. Drenes verticales

En general los drenes verticales son pozos muy permeables que permiten la expulsión del agua y disminuyen la distancia de drenaje. Su objetivo es disminuir el tiempo que tarda en consolidar un determinado suelo. Este sistema se puede emplear combinado con una precarga o con técnicas de vacío para disminuir el tiempo de duración del tratamiento.

Los drenes verticales son rutas de drenaje creadas artificialmente, que pueden ser instalados por varios métodos y pueden tener una variedad de características físicas. El uso de drenajes verticales conjuntamente con la precompresión tiene un propósito único de acortar el camino de drenaje (distancia a un límite de drenaje) del agua de los poros, por lo que acelera la velocidad de consolidación primaria.

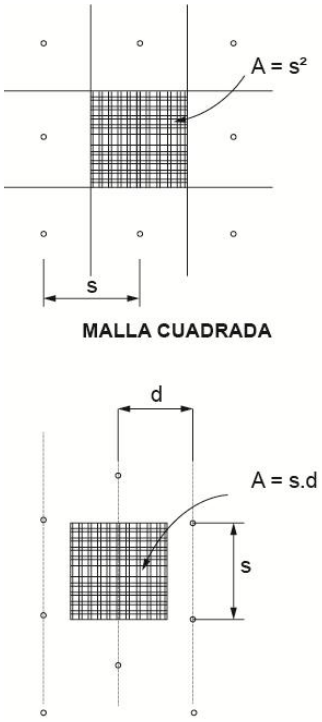


Figura 10.3. Área asignada a cada dren para disposición en malla cuadrada o tresbolillo (adaptada del ROM 05-05 – MOPU (2005))

Cuando los drenes verticales, se utilizan conjuntamente con la precompresión, los principales beneficios son:

- Disminución del tiempo total necesario para la consolidación primaria debido a la precarga.

- Disminución en la sobrecarga requerida para alcanzar la cantidad deseada de precompresión en el tiempo dado, o para incrementar la resistencia debido a la consolidación de los suelos blandos.

- También se pueden utilizar como pozos de alivio de presión, para reducir la presión de poros del suelo, a través de la filtración del agua de poros.

Los drenes verticales se pueden clasificar en tres tipos: drenes de arena, drenes de arena revestidos en geosintéticos, y drenes verticales prefabricados (PVD). De acuerdo con las características del sitio en particular, el perfil del subsuelo y / o el tipo de construcción, pueden existir limitaciones en el uso de los drenes prefabricados (PVD). Si a la capa compresible subyace un relleno de arena densa o arcilla muy dura, la instalación de drenaje podría requerir una pre excavación, de la utilización de excavación mediante chorro "*jetting*", o del uso de un martillo vibratorio, o puede que su instalación no sea factible. Bajo tales condiciones, la pre-excavación puede ser el método más viable a utilizar. En caso de suelos sensibles en los que la instalación de los drenes puede disturbar el suelo, la instalación puede efectuarse utilizando una técnica sin desplazamiento, la cual puede ser la más apropiada.

Inicialmente los pozos drenantes eran de arena y se construían con técnicas similares a las del pilotaje. Con la aparición de los geotextiles, estos drenes de arena se han sustituido en gran medida por los drenes verticales prefabricados (PVD). Dentro de las ventajas más importantes, se pueden resaltar, la competitividad económica, menos alteración de la masa de suelo, y la velocidad y facilidad de su instalación. Una ventaja adicional es la posibilidad para ser instalado en una orientación no vertical. Los PVD también son relativamente flexibles y se pueden utilizar en una variedad de condiciones del suelo comúnmente encontrados.

La aplicación de PVD es viable para suelos que:

- Son de moderada a altamente compresibles bajo cargas estáticas.

- Se comprimen lentamente en condiciones naturales de drenaje del suelo, debido a la baja permeabilidad y la distancia relativamente grande con los límites del drenaje natural.

Los suelos con estas características son casi exclusivamente suelos cohesivos, ya sean orgánicos o inorgánicos. Los tipos de suelo para lo cual el uso de PVD es aplicable son: limos inorgánicos, y arcillas de baja a moderada sensibilidad y turba. La utilización de los PVD, no suele ser apropiada en suelos granulares.

Los PVDs poseen muchas ventajas como la economía, la rapidez en la instalación, favorecen el drenaje continuo de agua, y minimizan los desplazamientos.

Los factores que se deben evaluar para determinar la conveniencia de la utilización de los PVDs, son los siguientes:

- Compresibilidad de moderada a alta.
- Baja permeabilidad.
- Saturación completa.
- Cargas finales del terraplén que exceden el esfuerzo máximo de sobreconsolidación.
- Resistencia al corte de baja a moderada.
- Relación de sobreconsolidación baja (RSC<1,5).

El diseño pretende ser aplicable a las condiciones comercialmente disponibles de drenajes PVDs con forma de banda. Los productos actualmente disponibles están constituidos por un núcleo canalizado de plástico envuelto en un geotextil. La relación de aspecto (ancho / espesor) es típicamente 25 a 30, y el área superficial que permita la filtración en el dren es comúnmente 0,2 a 0,3 $pulg^2$ (150 a 200 mm^2) por 0,4 pulgadas (1 mm) de longitud, Aunque varios de los aspectos de esta guía de diseño puede ser aplicada a otros tipos de drenaje PVD.

Los PVDs, generalmente son instalados de acuerdo a un patrón, cuya disposición puede ser triangular o rectangular, la cual permite reducir la distancia de flujo y por tanto la disipación del exceso de presión de poros.

- **Diseño de PVDs**

El propósito más inmediato de los PVDs es la reducción de la longitud de la trayectoria de drenaje, por lo que decrece el tiempo de asentamiento y ocurre el aumento en la resistencia. Para el diseño del drenaje vertical, se requiere conocer la cantidad y la velocidad del asentamiento durante y después de la construcción así como la estabilidad del terraplén durante la colocación de los materiales.

El principio de diseño consiste en la selección del tipo, separación y longitud de los drenes que se requieren para alcanzar un determinado grado de consolidación en un tiempo específico.

Determinación del tiempo de consolidación t

El diseño se basa en la teoría de la consolidación unidimensional ajustada con la teoría de la consolidación radial, de la cual resulta la ecuación 10.7

$$t = \frac{D^2}{8C_h}[F(n)+F_s]\ln\left[\frac{1}{1-\overline{U_h}}\right] \qquad [10.7]$$

$$F(n)= \ln\left[\frac{D}{d}\right] -0,75 \qquad [10.8]$$

Donde: F(n): Factor de espaciamiento de drenaje (ver ecuación 10.8).

t: Tiempo requerido para alcanzar la consolidación deseada.

D: Diámetro del cilindro de influencia del drenaje (zona de influencia del drenaje).

Ch: Coeficiente de consolidación para drenaje horizontal.

F_s: Factor de sensibilidad del suelo.

$\overline{U_h}$: Grado de consolidación promedio debido al drenaje horizontal.

d: Diámetro equivalente de un drenaje circular.

a) Determinación de F_s

La sensibilidad del suelo generalmente no es considerada, excepto para suelos de alta plasticidad (IP>21), y en suelos sensibles (S>5), donde el coeficiente de consolidación para drenaje vertical C_v se determina cuidadosamente. Para esos suelos se puede utilizar un valor de $F_s \approx 2$, o de lo contrario utilizar $F_s = 0$.

b) Determinación de C_h

El coeficiente de consolidación horizontal C_h, debe ser obtenido a través del ensayo de laboratorio de consolidación, de muestras de alta calidad. Normalmente $C_h > C_v$. En caso que no se disponga de mediciones de C_h se puede considerar como 1,2 a 1,5 de C_v. En el caso de un suelo estratificado de limo y arena C_h puede estar entre 2 y 4 veces C_v. El coeficiente de consolidación horizontal también se puede obtener utilizando el ensayo de campo CPT y permitiendo la disipación de la presión de poros.

c) Determinación de d

El diámetro circular equivalente de drenaje se encuentra entre 1,6 y 5,5 pulgadas (4,0 -14,0 cm), sin embargo el más común es de 2,4 pulgadas (6,0 cm).

d) Determinación de $\overline{U_h}$

Este parámetro se puede consultar en el Capítulo 6 de este Manual.

e) Determinación de D

Para un patrón de distribución de triángulo equilátero, D = 1.05 veces la separación entre drenes en un patrón de distribución cuadrado D = 1.13 veces la separación entre drenes.

Como dato de referencia; para que el 90% de consolidación suceda en un tiempo de 3 o 4 meses, el espaciamiento entre drenes se puede tomar entre 3 y 5 pies, en arcillas homogéneas; entre 4 y 6 pies en arcillas limosas; y entre 5 a 6,5 pies en suelos gruesos.

f) Separación entre drenes

En la Tabla 10.3 se recomiendan las separaciones entre drenes.

Tabla 10.3. Tipo de terreno y separación entre drenes (MINISTERIO DE FOMENTO ESPAÑOL, 2004)

TIPO DE SUELO	SEPARACIÓN INICIAL RECOMENDADA (m)
Arcillosos de alta plasticidad	1,0
Arcillosos de baja plasticidad o limos	1,5
Formaciones arcillosas con intercalaciones horizontales de suelos más permeables (limos o arenas)	2,0

g) Determinación del grado de consolidación

El tiempo t es la duración requerida para lograr el grado promedio de consolidación $\overline{U_h}$, para el diámetro del cilindro de influencia D y el diámetro del dren d. Para incrementar el espaciamiento entre drenes, y reducir el número de drenes instalados, la sobrecarga puede ser incrementada hasta generar la misma cantidad de sobreconsolidación para el mismo periodo de tiempo. Una sobrecarga adicional para el mismo espaciamiento, reduce el tiempo de consolidación.

Por lo general el tiempo se mantiene constante de acuerdo con el cronograma de construcción, y la cantidad de sobrecarga y la separación entre drenajes son los parámetros que varían.

Cuando se conozca con precisión suficiente el coeficiente de consolidación C_v del suelo en sentido horizontal (radial), se podrán realizar cálculos de tiempos de consolidación específicos.

El grado de consolidación alcanzado se puede estimar mediante las ecuaciones 10. 9, 10.10 y 10.11

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_r) \qquad [10.9]$$

$$U_r = 1 - e^{\frac{-8\,c_h}{\mu\,D^2}t} \qquad [10.10]$$

$$\mu = \left[\ln\left(\frac{D}{d}\right)\right] - 0{,}75 \qquad [10.11]$$

Donde: U: Grado de consolidación total obtenido.

U_v: Grado de consolidación teórico sin drenes verticales. Se estima mediante la teoría de la consolidación de Terzaghi.

U_r: Grado de consolidación radial inducido por los drenes verticales.

C_h: Coeficiente de consolidación horizontal.

t: Tiempo de espera necesario para alcanzar la consolidación U_r.

μ: Coeficiente adimensional.

D: Separación efectiva entre drenes. Se puede suponer que D, es el diámetro del círculo que encierra la misma área que la asignada a cada dren.

d: Diámetro equivalente del dren. En la mayoría de drenes comerciales se puede suponer de 10 cm.

De requerirse, el proceso de consolidación se puede acelerar, disminuyendo las separaciones entre drenes D.

10.1.3. Rellenos de bajo peso o aligerados

Los rellenos de bajo peso, son utilizados para limitar los asentamientos, reducir las cargas que se aplican al suelo de fundación o a las estructuras de retención, incrementan la resistencia de los terraplenes ante las cargas sísmicas debido a la reducción de las fuerzas de inercia sísmicas, incrementando la estabilidad de la estructura, para ello se utilizan materiales de baja densidad, la cual varía entre 0,16 kN/m^3 (1 Lb/pie^3) para geoespumas

y 10 kN/m^3 (65 Lb/pie^3), en el caso de arcillas expansibles y shales, en relación con los materiales convencionales los cuales tienen densidades del orden de 18 a 22 kN/m^3(115 -140 Lb/pie^3).

En la Tabla 10.4, a título orientativo, se relacionan algunos materiales aligerados que sirven para rellenos, sin perjuicio de las solicitudes de la calidad de los materiales utilizados para relleno o terraplenes de las Especificaciones Generales de Construcción del INVIAS.

Tabla 10.4. Materiales aligerados para rellenos (Modificada del *Ground Improvement Methods*, agosto 2006)

MATERIALES DE RELLENO	RANGO DE DENSIDAD kN/m^3 (Lb/pie^3)	RANGO DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA
Geoespuma	0,12 – 0,32 (0,75 – 2,009	0,01 – 0,03
Concreto espumado	3,0 – 10,0 (20 – 60)	0,3 – 0,8
Materiales expandidos (arcillas, shales)	6,0 – 10,5 (37 – 65)	0,6 – 1,0

10.1.3.1. Geoespuma

Según el SCDOT y la FHWA, el vocablo geoespuma es un término genérico que describe cualquier material espumoso utilizado en aplicaciones geotécnicas. La geoespuma incluye poliestireno expansible (EPS), poliestireno extruido (XPS), y espuma con fibra de vidrio (*glassfoam – celular glass*). Los materiales con base en geoespuma no sólo son aligerados, sino que también permiten ser cortados a cualquier tamaño y forma que se requiera para fines de un proyecto.

El diseño con geoespuma tipo poliestireno expansible (EPS) considera el análisis de estabilidad externo: el asentamiento, la capacidad de carga y la estabilidad de taludes, bajo las condiciones de carga del proyecto, el cual se efectúa mediante procedimientos tradicionales, considerando la distribución de esfuerzos en un terraplén no homogéneo, requiere además modelar la geoespuma en condición de resistencia no drenada, lo cual representa cierta incertidumbre; por lo tanto la NCHRP, recomienda utilizar la resistencia al corte de la geoespuma como 0,25 de la resistencia a la compresión.

Se considera también el análisis de estabilidad interna del terraplén, de tal forma que se asegure que la geoespuma soportará las cargas de la estructura del pavimento sin compresión inmediata ni posterior. Para este análisis debe escogerse el tipo de geoespuma EPS, con las propiedades adecuadas para soportar las cargas del sistema del pavimento y del tráfico, sin asentamientos excesivos en la superficie. En la Tabla 10.5, se recomiendan los valores mínimos de los esfuerzos límite elásticos para varias densidades de EPS.

En la Tabla 10.6, se resumen los parámetros de diseño que se requieren cuando se utiliza geoespuma.

Tabla 10.5. Propiedades elásticas de la geoespuma EPS (Modificada del *Ground Improvement Methods, agosto 2006*)

DESIGNACIÓN DEL MATERIAL	DESIGNACIÓN ASTM	DENSIDAD SECA DE CADA BLOQUE (Lb/pie^3)	ENSAYO DE DENSIDAD SECA DEL ESPÉCIMEN (Lb/pie^3)	ESFUERZO LÍMITE ELÁSTICO (Lb/pulgada^2)	MÓDULO DE YOUNG INICIAL TANGENTE (Lb/pulg^2)
EPS 40	I	1,00	0,90	5,8	580
EPS 50	VIII	1,25	1,15	7,2	725
EPS 70	II	1,50	1,35	10,1	1015
EPS 100	IX	2,00	1,80	14,5	1450

Tabla 10.6. Valores de diseño para de la geoespuma EPS (Modificada del *Ground Improvement Methods, agosto 2006*)

DENSIDAD SECA (Lb/pie^3)	1-2
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN Y A LA FLEXIÓN (Lb/pulg^2)	6 – 14 (varía con la densidad)
MÓDULO DE ELASTICIDAD (Lb/pulg^2)	580 - 1450
CBR (%)	2 - 4
COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL	El esfuerzo lateral que ejerce la masa adyacente puede reducirse en una relación de 0,1 de la presión horizontal respecto de la presión vertical

Consideraciones de diseño

- Los bloques de EPS, pueden absorber agua cuando se colocan bajo ella, después de 10 años, pueden presentar densidades del orden de 4,8 a 6,4 Lb/pie^3, mientras que para el mismo periodo de tiempo, por encima del agua, tienen densidades de 1,9 a 3,2 Lb/pie^3. Para los análisis de estabilidad se utilizan los valores de densidad más altos para considera la absorción de agua.

- Las fuerzas de filtración se deben considerar para los bloques situados bajo la tabla de agua. Se debe proveer una adecuada cobertura para que el factor de resistencia de 0,75 se mantenga.

- Como los derivados del petróleo pueden disolver la geoespuma, una geomembrana o un refuerzo en concreto se pueden utilizar para cubrir los geobloques en las vías, en caso de derrames accidentales.

- Utilizar taludes planos o con pendiente 2H:1V y una cobertura mínima de 0,30 m. Si se requiere un talud vertical se puede cubrir la cara expuesta de los bloques con concreto lanzado u otro material que posea protección UV a largo plazo.

10.1.3.2. Materiales expandidos (arcillas, *shales*)

Se refieren a materiales de bajo peso, cuya resistencia depende de la interrelación entre partículas individuales. Estos materiales son agregados sintéticos generados por el calentamiento de ciertos materiales expansivos a temperaturas que superan los 1800°F. Durante el proceso los materiales expansivos, son completamente deshidratados y expandidos; completada la deshidratación, estos materiales no se rehidratan, bajo condiciones atmosféricas, por tanto mantienen su forma expandida, estas formas pueden ser redondeadas, cubicas o sub angulares. Estas partículas son durables, químicamente inertes y relativamente insensibles a los cambios de humedad, sin embargo las partículas pueden absorber y retener algo de agua.

Los procedimientos de diseño con materiales expandidos, utilizan métodos convencionales de la geotecnia para suelos granulares.

En la Tabla 10.7 se resumen las características principales.

Tabla 10.7. Valores de diseño (Modificada del *Ground Improvement Methods, agosto 2006*)

DENSIDAD SECA (Lb/pie^3)	Compactada	50 - 65
	Suelta	40 - 54
ÁNGULO DE RESISTENCIA AL CORTE	Compactada	37° - 47°
	Suelta	35°
COEFICIENTE DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE (Lb/pulg^3)	Compactada	140 - 155
	Suelta	33 - 37
PERMEABILIDAD	Alta	
TAMAÑO (mm)	5 – 25	

Para este tipo de materiales, se puede consultar la Norma BS 3797:1990 - *Specification for lightweight aggregates for masonry units and structural concrete*.

Consideraciones de diseño

- Si el material absorbe algo de agua después de su colocación, debe permanecer sumergido. Muestras compactadas con un contenido de agua de 8,5 % se han encontrado, después de un año, con un contenido de agua del 28%. En un largo periodo de tiempo, el contenido de agua estimado puede estar cerca del 34%.

- Los taludes de los terraplenes pueden ser cubiertos con mínimo 0,9 m. de cobertura de suelo.

- Utilizar taludes planos o con pendiente de 1,5H:1V para confinar el material y proveer estabilidad interna.

- Para el cálculo de presiones laterales de tierra, se puede utilizar un ángulo de resistencia al corte de 35°.

10.1.4. Columnas

- **Columnas de piedra y de grava**

Las columnas se forman con piedras u otros materiales que se colocan como elementos estructurales (como columnas), se compactan utilizando métodos de vibración similares a los del numeral 10.2, cuya diferencia principal estriba en la utilización de materiales gruesos para facilitar el llenado de los vacíos creados por la vibrocompactación.

En el caso de las columnas de grava, se utiliza grava seleccionada, que contiene tamaños que varían entre 0,25 y 1,5 pulg (6 a 40 mm), las columnas de roca tienen usualmente diámetros que varían de 1,6 a 2,5 pies (0,5 – 0,75 m) y son espaciadas a distancias de 5 a 10 pies (1,5 a 3 m) entre centros.

Además de las columnas de piedra se pueden emplear columnas de vibroconcreto y columnas de geotextil.

Las columnas de piedra mejoran la estabilidad de los taludes, incrementan la capacidad de carga, reducen los asentamientos totales y diferenciales, y reducen el tiempo para que dichos asentamientos ocurran, mitigan el potencial de licuación y sirven de drenaje vertical para el flujo de agua subterránea y la disipación del exceso de presión de poros inducida por eventos sísmicos.

Las columnas de piedra se construyen mediante vibro reemplazo o vibro desplazamiento, métodos que se definen en la Tabla 10.8

Para prevenir la tubificación en el suelo circundante a las columnas de piedra se debe cumplir la relación de la ecuación 10.12

$$20D_{s15} < D_{G15} < 9D_{S85} \qquad [10.12]$$

Donde: D_{s15}: Diámetro del suelo circundante por el cual pasa el 15%.

D_{G15}: Diámetro de la grava por el cual pasa el 15%.

D_{S85}: Diámetro del suelo circundante por el cual pasa el 85%.

Tabla 10.8. Definiciones de vibro reemplazo o vibro compactación (Modificada del *Ground Improvement Methods, agosto 2006*) (SCDOT, 2010)

VIBRO REEMPLAZO	Se refiere a un proceso húmedo, suministrado desde la parte superior, en el cual se utilizan inyecciones de agua para facilitar la penetración del vibrador. Debido a la acción de las inyecciones, parte del suelo es lavado hacia la superficie. El suelo es reemplazado por el material que se utilizará para las columnas. Este método es utilizado en suelos firmes a blandos con resistencias al corte no drenadas de 200 a 1000 pfs y niveles freáticos altos.
VIBRO DESPLAZAMIENTO	Se refiere a un proceso seco, suministrado desde la parte superior o inferior. El método de suministro superior es utilizado para columnas de piedra cortas, pero para columnas de grava profundas, y cuando existe posibilidad de colapso, el método de suministro inferior es utilizado.

La distribución de tamaños de suelo en el cual se pueden utilizar columnas de piedra se muestra en la Figura 10.4 y en la Tabla 10.9 en la cual se presenta la gradación para un proceso de vibro reemplazo.

La grava que se utilice para las columnas deben encontrarse limpias, libre de materia orgánica.

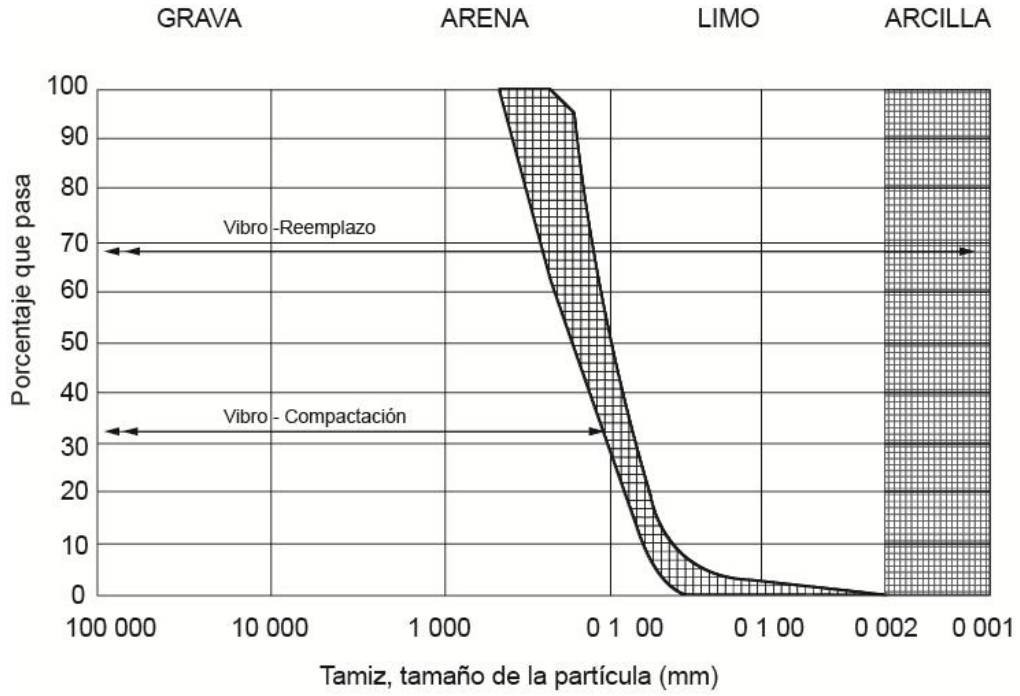


Figura 10.4. Rango de tamaños de suelo tratables con vibrocampactación *(Ground Improvement Methods, agosto 2006)* (SCDOT, 2010)

Tabla 10.9. Gradación para el proceso de vibro reemplazo piedra (FHWA, 1983)

TAMIZ (ABERTURA)	PORCENTAJE QUE PASA			
	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 3	ALTERNATIVA 4
4	--	--	100	--
3,5	--	--	90 – 100	--
3,0	90 – 100	--	--	--
2,5	--	--	25 -100	100
2,0	40 – 90	100	--	65 – 100
1,5	--	--	0 -60	--
1,0	--	2	--	20 – 100
0,75	0 – 10	--	0 -10	10 – 55
0,5	0 -5	--	0 - 5	0 - 5

Se requiere que la arena se encuentre libre de materia orgánica, que sea bien gradada, el pasante del 200 debe ser menos del 15% y tener un diámetro promedio de al menos 0,2 mm.

Como las columnas de piedra derivan su resistencia y características de deformación del suelo circundante, ellas no responden eficientemente en arcillas muy blandas o turbas con espesor mayor que el diámetro de la columna.

Los patrones utilizados generalmente forman un hexágono de columnas de piedra que pueden ser equivalentes a un área circular igual. El cilindro equivalente de diámetro D_e que encierra el suelo aferente y la columna de suelo, es conocida como celda unitaria, como se observa en las Figuras 10.5 y 10.6.

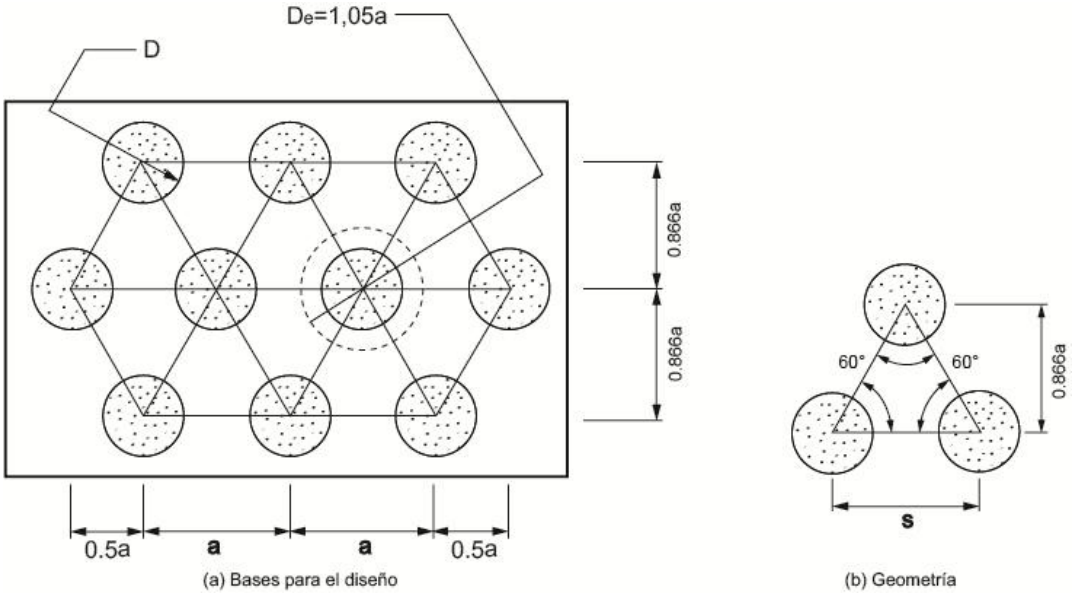


Figura 10.5. Patrón de triángulo equilátero para columnas de piedra (FHWA, 1983)

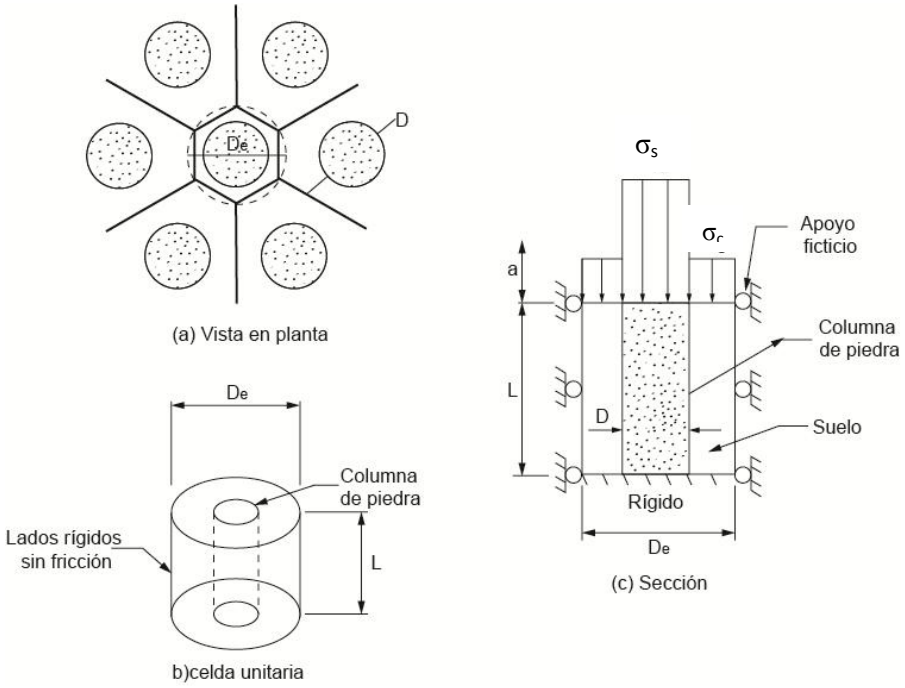


Figura 10.6. Idealización de la celda unitaria (FHWA, 1983)

a) Relación del área de reemplazo α_s

La relación de área de reemplazo α_s define el área del suelo que será reemplazada por la columna de piedra como una función del área tributaria de la celda unitaria con respecto al área de la columna de piedra. Entre más suelo se reemplace en las columnas de grava, mejor es su efecto. α_s**,** se expresa mediante la ecuación 10.13. Los valores típicos de α_s se encuentran en el rango de 0,10 y 0,40.

$$\alpha_s = \frac{A_S}{A} \qquad [10.13]$$

Donde: A_s: Área de la columna de piedra.

A: Área total dentro de la celda unitaria.

b) Espaciamiento y diámetro

Los patrones de ordenamiento pueden ser triangulares, cuadrados o rectangulares cuya separación puede estar entre 5,0 y 11,5 pies (1,5 y 3,5 m) entre centro y centro de columnas.

Los diámetros de las columnas de piedra varían entre 1,5 y 4 pies (0,46 y 1,20 m), pero generalmente se encuentran entre 3,0 y 3,5 pies (0,9 a 1,0 m), para el método de instalación en seco, y un poco más grandes para el método de instalación en húmedo.

c) Relación de esfuerzos

La transferencia de la carga aplicada a las columnas de piedra al suelo, depende de la rigidez relativa entre la columna y el suelo, además del espaciamiento y del diámetro de las columnas. Como las columnas de piedra y el suelo circundante se deforman aproximadamente igual, las columnas de piedra pueden asumir una porción mayor de la carga que el suelo. La relación entre los esfuerzos en la columna de piedra y los esfuerzos del suelo se define de acuerdo con la ecuación 10.14.

$$n = \frac{\sigma_S}{\sigma_c} \qquad [10.14]$$

Donde: n: Relación de esfuerzos o factor de concentración de Esfuerzos,

σ_s: Esfuerzos en la columna de piedra,

σ_c: Esfuerzos en el suelo circundante.

Los valores de "n" fluctúan entre 2,0 y 5,0, y teóricamente pueden incrementarse con el tiempo. En caso de suelos muy débiles y columnas cuyo espaciamiento es pequeño, se requiere utilizar valores de "n" altos, entre 3 y 4; en caso de suelos más fuertes, y si el espaciamiento entre columnas es amplio, se requieren valores bajos de "n", entre 2 y 2,5. Para un diseño preliminar se puede asumir un valor conservador de 2,5.

Los esfuerzos en la columna de piedra y en el suelo circundante para una celda unitaria se determinan mediante las ecuaciones 10.15 y 10.16.

$$\sigma_c = \frac{q}{[1+(n-1)\alpha_s]} = \mu_c \sigma \qquad [10.15]$$

$$\sigma_s = \frac{nq}{[1+(n-1)\alpha_s]} = \mu_s \sigma \qquad [10.16]$$

Donde: q: Esfuerzo promedio en la celda unitaria.

μ_s, μ_c: Factores de concentración de esfuerzos en arcilla.

Los demás términos ya fueron definidos.

d) Reducción de asentamientos

Las columnas reducen los asentamientos que se producen a largo plazo en un suelo blando. El procedimiento de diseño aun no está claramente establecido, por lo que se sugiere suponer que, utilizando columnas el asentamiento esperado sin el uso de las columnas S_F, queda disminuido hasta la cantidad S_S asentamiento de la cimentación sobre columnas.

Con base en las recomendaciones de Greenwood y Thompson (1984), y de Braja M. Das, 2004, mediante la Figura 10.7, se puede estimar el asentamiento S_s conociendo la relación del área de la sección transversal A_s de la columna de piedra respecto del área promedio de la cimentación de la columna A_F $\left(\frac{A_F}{A_S}\right)$ y la resistencia al corte no drenada c_u de la arcilla. De la Figura 10.7 se obtiene la relación $\frac{S_F}{S_S}$ y estimado el asentamiento, sin el uso de las columnas, se determina el asentamiento probable de la cimentación construida sobre las columnas Ss.

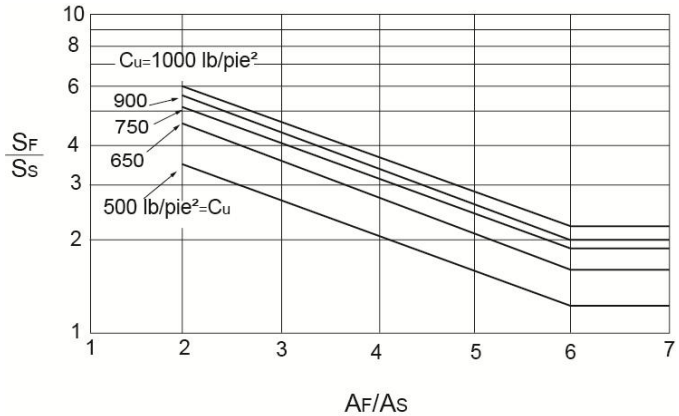


Figura 10.7. Asentamiento de la cimentación construida sobre columnas de piedra (DAS, 2005)

Según el criterio de Bachus y Barksdale (1989), el mejoramiento del suelo debido a las columnas se expresa según la ecuación 10.17

$$\mu_c = \frac{S_t}{S} \qquad [10.17]$$

Donde: μ_c: Factor de concentración de esfuerzos en arcilla (ver Figura 10.8).

S_t: Asentamiento del suelo tratado.

S: Asentamiento total del suelo no tratado.

Hughes y otros (1975) plantearon una relación aproximada para determinar la capacidad de carga admisible de las columnas, la cual se ilustra mediante la ecuación 10.18.

$$q_{adm} = \frac{\tan^2\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right)}{FS}(4c_u + \sigma_r') \qquad [10.18]$$

Donde: FS: Factor de seguridad aproximadamente 1,5 a 2,0.

σ'_r: Esfuerzo radial efectivo medido por un presurómetro $\approx 2c_u$.

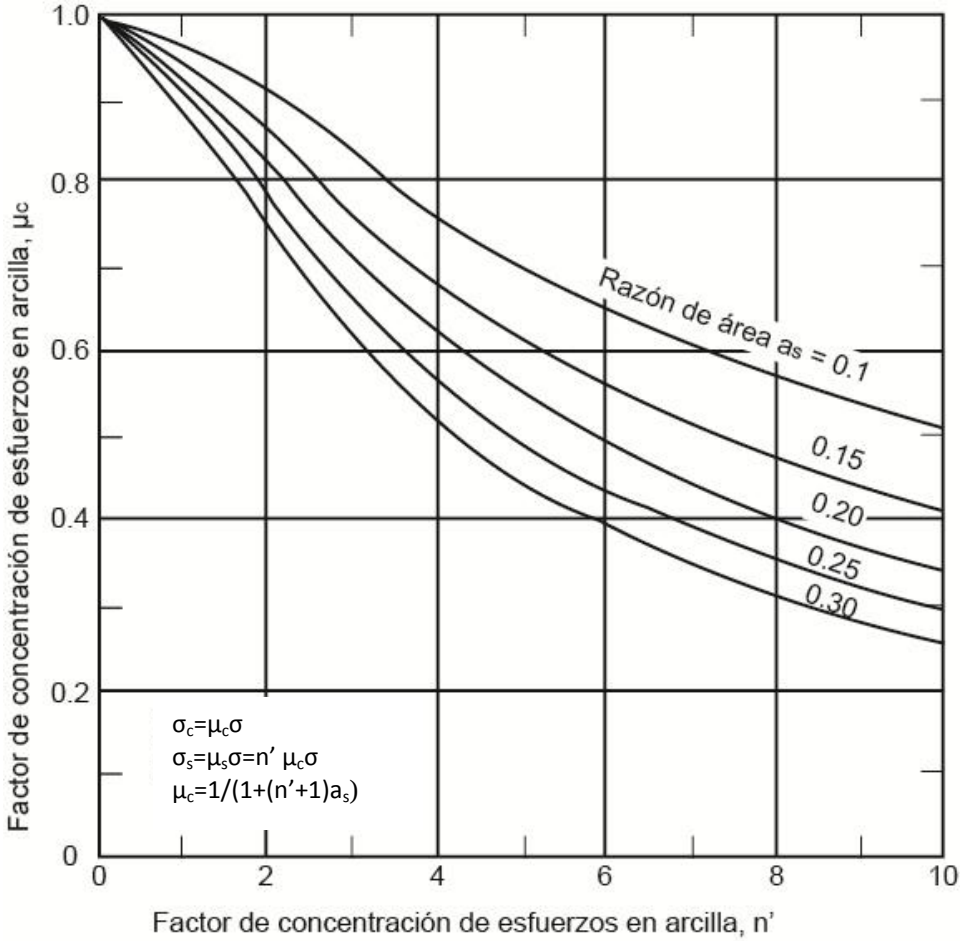


Figura 10.8. Asentamiento de la cimentación construida sobre columnas de piedra (DAS, 2005)

Existen otras técnicas para crear en los suelos blandos columnas de materiales más resistentes, como son las columnas de grava. Para que las columnas de grava se comporten adecuadamente el suelo circundante debe generar suficiente soporte lateral para prevenir las fallas por abultamiento. Las columnas de grava son de relativo bajo costo, permiten el reemplazo de fundaciones profundas por fundaciones superficiales. El tratamiento mediante columnas de grava, suele completarse con una capa superficial drenante (gravas) que une sus cabezas.

e) Mejoramiento de la resistencia

Según la guía de cimentaciones en obras de carretera del Ministerio de Fomento Español, las columnas de grava suponen, a corto y a largo plazo,

un refuerzo del terreno, por lo que los cálculos de estabilidad de las columnas de grava se pueden efectuar con los valores consignados en la Tabla 10.10.

Tabla 10.10. Relaciones de resistencia de las columnas de grava (MINISTERIO DE FOMENTO ESPAÑOL, 2004)

PARÁMETRO	CORTO PLAZO	LARGO PLAZO
Peso unitario*	$\gamma=\gamma_g\alpha+\gamma_s(1-\alpha)$	$\gamma=\gamma_g\alpha+\gamma_s(1-\alpha)$
Ángulo de fricción	$\tan \emptyset = x \tan \emptyset_g$	$\tan \emptyset = x \tan \emptyset_g + y \tan \emptyset_s$
Cohesión	$c=(1-\alpha)s_u$	$c=(1-\alpha)c'_s$
FACTOR	**ZONA BAJO LA CARGA**	**ZONA FUERA DE LA PROYECCIÓN VERTICAL DE LA CARGA**
X	$x=1-\mu(1-\alpha)$	$x=\alpha$
y	$y=\mu(1-\alpha)$	$y=(1-\alpha)$

Los subíndices g y s se refieren a las gravas y al suelo respectivamente.
*Bajo el nivel freático los pesos unitarios serán sumergidos

Donde: $\emptyset_{g,}$: Ángulo de fricción interno de las gravas.

$\emptyset_s$: Ángulo de fricción interno del suelo.

s_u: Resistencia al corte sin drenaje del suelo.

c'_s: Cohesión efectiva del suelo.

$\mu_c = \frac{S_t}{S}$.

$\alpha = \frac{A_S}{A}$

La carga vertical que rompe a corto plazo una columna de grava es del siguiente orden de magnitud $\sigma_{max}^{columna} \approx 20 s_u d$.

Si las columnas de grava se utilizan como elementos portantes, se requiere efectuar pruebas de carga para conocer su capacidad de soporte real, en el caso específico.

En el caso de arcillas blandas y turbas se utilizan columnas de vibro concreto. En vez de suministrar piedra, se bombea concreto; cemento; cal; cenizas volantes; aluminio; óxidos de hierro, y silicato sódico, opcionalmente con agua.

Las columnas de vibro concreto transfieren las cargas en forma similar que los pilotes movilizando hacia el subsuelo el mejoramiento del suelo. El proceso de instalación induce mínimas vibraciones al suelo, permite su instalación en estructuras inmediatamente adyacentes a estructuras adyacentes. Este es un proceso de desplazamiento en seco, se puede utilizar a través de estratos de espesor grueso de arcilla blanda y materiales orgánicos.

Las columnas de geosintético encapsulado consisten en insertar en forma continua tubos de geotextil de alta resistencia dentro del suelo blando con un mandril; el tubo de geotextil es luego llenado con arena o con grava fina para formar la columna. Las columnas de geotextil generalmente tienen un diámetro de 0,8 m (30 pulgadas); se pueden instalar utilizando los métodos de reemplazo o de desplazamiento.

10.1.5. Mezcla de suelo

La mezcla de suelo es una técnica (cemento o cal) de mejoramiento del suelo, en el cual el suelo se mezcla con reactivos a una profundidad específica, inyectando una lechada de cemento, con el fin de mejorar las propiedades del suelo en el sitio, sin requerir de excavación o remoción del suelo.

La mezcla de suelo y reactivo puede ser utilizada para una variedad de aplicaciones, incluyendo soporte en excavaciones, estabilización del suelo, reducción de asentamientos, soporte para cimentaciones, y mitigación del potencial de licuación.

En la Tabla 10.11, se presentan los términos genéricos estándar utilizados para denominar los procedimientos de la técnica. Esos términos genéricos pueden combinarse en cuatro procesos diferentes como: WRS (Húmedo-Rotatorio-A lo largo de la perforación), WRE (Húmedo-Rotatorio-Al final de la perforación), WJE (Húmedo-Alta presión-Al final de la perforación) y DRE (Seco-Rotatorio- Al final de la perforación).

Los cuatro procesos definidos se pueden a su vez subdividir en dos grandes grupos, tal y como se indica en la Tabla 10.12.

Tabla 10.11. Términos genéricos de la mezcla de suelo (Modificada del *Ground Improvement Methods, agosto 2006*) (SCDOT, 2010)

MÉTODO/LOCALIZACIÓN	TERMINO GENÉRICO
Método de inyección del reactivo	Húmedo (W) o Seco (D)
Método de mezcla del reactivo	Energía rotatoria (R) o Chorro a alta presión (J)
Localización de la acción de mezclado	Al final de la perforación (E) o A lo largo de la perforación (S)

Tabla 10.12. Grupos de mezcla de suelo (Modificada del *Ground Improvement Methods, agosto 2006*) (SCDOT, 2010)

MÉTODO	TÉRMINO	DEFINICIÓN
Método de mezcla de suelo húmedo	WRS,WRE,WJS	Se refiere del desarrollo a gran escala del mejoramiento de la fundación en cualquier suelo, en forma húmeda, con uno o varios barrenos en bloque o en pared. El reactivo primario es a base de cemento.
Método de mezcla seco	DRE	Se refiere al desarrollo de la técnica de columnas para estabilización de suelos y reforzamiento de suelos cohesivos, en forma seca, con un barreno. El reactivo primario es granular o cal en polvo para columnas de cal o cemento, o mezcla de cal y cemento.

Los métodos de mezcla de suelo húmedo generalmente son utilizados a gran escala, para mejorar la capacidad de carga de los suelos de fundación, los usos más comunes son para el control de asentamientos o para mejorar la resistencia al corte bajo terraplenes, o en suelos susceptibles de licuación. Las columnas utilizadas para este fin se construyen en forma de cuadrícula o retícula geométrica.

La mezcla de suelo en seco es utilizada para estabilización o reforzamiento de suelos blandos y suelos cohesivos, reducen los asentamientos. Las columnas de mezcla en seco se utilizan para mejorar la resistencia al corte, incrementando la estabilidad de terraplenes y taludes. Las columnas de cal y cemento se utilizan para incrementar la estabilidad de las tablestacas, incrementando la presión pasiva del suelo en el pie del muro; adicionalmente, la construcción de columnas detrás de los muros o pantallas reduce la presión lateral que actúa sobre la tablestaca. Estas columnas se construyen utilizando un patrón cuadriculado.

Los dos métodos usualmente son empleados en proyectos de infraestructura vial.

La mezcla de suelo se utiliza mejor cuando el subsuelo presenta condición blanda o suelta y sin obstáculos, a una profundidad no mayor de 100 pies (30 m). Para el empleo de esta técnica se deben determinar los aspectos que se relacionan en las Tablas 10.13 y 10.14.

Tabla 10.13. Factores químicos favorables (Modificada del *Ground Improvement Methods, agosto 2006*) (SCDOT, 2010)

PROPIEDAD	VALOR
pH	>5
Contenido de humedad natural	<200 (método seco) <60 (método seco)
Contenido orgánico	<65 (método seco)
Pérdida por ignición	<10
Contenido de humus	<1
Conductividad eléctrica	0,4mΩ/cm

Tabla 10.14. Propiedades Ingenieriles típicas a mejorar (Modificada del *Ground Improvement Methods, agosto 2006*) (SCDOT, 2010)

PROPIEDAD	RANGO TÍPICO
Resistencia a la compresión inconfinada q_u	Suelos no cohesivos 29-725 psi Suelos cohesivos 29 – 435 psi
Conductividad hidráulica k	10^{-4} – 10^{-7} cm/s
Módulo de Young (E_{50}) (Módulo secante en el 50% q_u)	100 – 300 q_u
Resistencia a la tensión (mezcla húmeda)	8% – 14% q_u
Relación de Poisson	0,19 – 0,45 Valor típico 0,26

En la Tabla 10.15 se relacionan una serie de directrices a considerar que aplican a la mezcla y son utilizadas en la práctica.

Tabla 10.15. Directrices a considerar para la mezcla (Modificada del *Ground Improvement Methods, agosto 2006*) (SCDOT, 2010)

DIRECTRIZ	VALOR
Contenido de reactivo	9,5 – 22,5 pcf
Velocidad de rotación de la mezcla	20 – 45 rpm
Tasa de penetración	1 yd/min
Relación agua - cemento	0,6 – 1,3 (1,0 es el normal)

En investigaciones japonesas recientes se han desarrollado indicadores del potencial de eficiencia del proceso de mezcla, que genera el producto *in situ* más homogéneo y de mayor resistencia. Esta eficiencia para un sistema particular se puede expresar en términos de "el número de mezcla por yarda" T, en el cual se relacionan las características de operación y la inyección de reactivos, mediante la ecuación 10.19.

$$T=N\left[\left(\frac{R_P W_i}{S_p W}\right)+\frac{R_w}{S_w}\right] \qquad [10.19]$$

Donde: N: Número de aspas mezcladoras.

S_p, S_w: Velocidad de penetración y retiro (yardas/min).

R_p, R_w: Velocidad de rotación de las aspas durante la penetración y retiro (rpm).

W_i: Inyección del estabilizador (reactivo) en la penetración (pcf).

W: Cantidad total de estabilizador (reactivo) (pcf).

T puede ser mayor de 350 para arcillas y encontrarse en un rango entre 400 y 450 para turbas.

- **Diseño**

La mezcla de suelo se puede diseñar en forma similar a las columnas de piedra, utilizando el concepto de celda unitaria. La relación de esfuerzos n y la relación del área de reemplazo α_s también se utilizan para el diseño, por tanto se pueden utilizar las ecuaciones 10.6, 10.7, 10.8 y 10.9. Para la reducción de asentamientos α_s presenta un rango de valores entre 0,2 y 0,3 para un patrón o cuadrado.

La resistencia al corte no drenada τ, del suelo estabilizado, corresponde a la suma de la resistencia al corte de las columnas y del suelo entre las columnas, y se puede determinar de acuerdo con la ecuación 10.20.

$$\tau = \tau_f \alpha_s + C_u(1 - \alpha_s) \qquad [10.20]$$

Donde: τ_f: Resistencia al corte no drenada de la columna de suelo mezclado.

C_u: Resistencia al corte no drenada del suelo entre columnas.

α_s: Relación del área de reemplazo.

En la Figura 10.9 se ilustran algunos de los patrones utilizados para la mezcla de suelo.

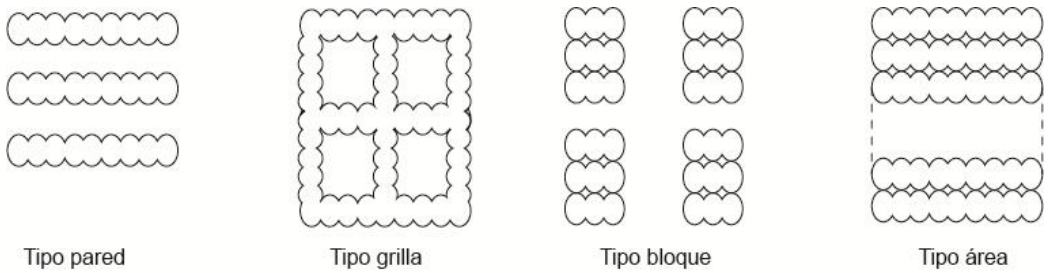


Figura 10.9. Patrones utilizados para el tratamiento de la mezcla de suelo *(Ground Improvement Methods, agosto 2006*) (SCDOT, 2010)

10.1.6. Terraplenes soportados por columnas

La construcción de terraplenes sobre suelos blandos compresibles, crea numerosos problemas (es decir, asentamientos excesivos, inestabilidad del terraplén, y largos tiempos de los asentamientos). Estos problemas han llevado al desarrollo de los métodos de mejoramiento o estabilización del suelo, mencionados anteriormente en este Capítulo, sin embargo, existen métodos alternativos para mejoramiento del suelo como son las columnas para soporte de terraplén (CSE – *Column Supported Embankment*), que consisten en primer lugar, en un sistema de columnas para la transferencia de cargas a un estrato más competente y segundo la transferencia de carga a una plataforma (LTP – *Load Transfer platform*), que consiste en una estructura de concreto o en una capa de suelo reforzada con geosintéticos, como se ilustra en la Figura 10.10.

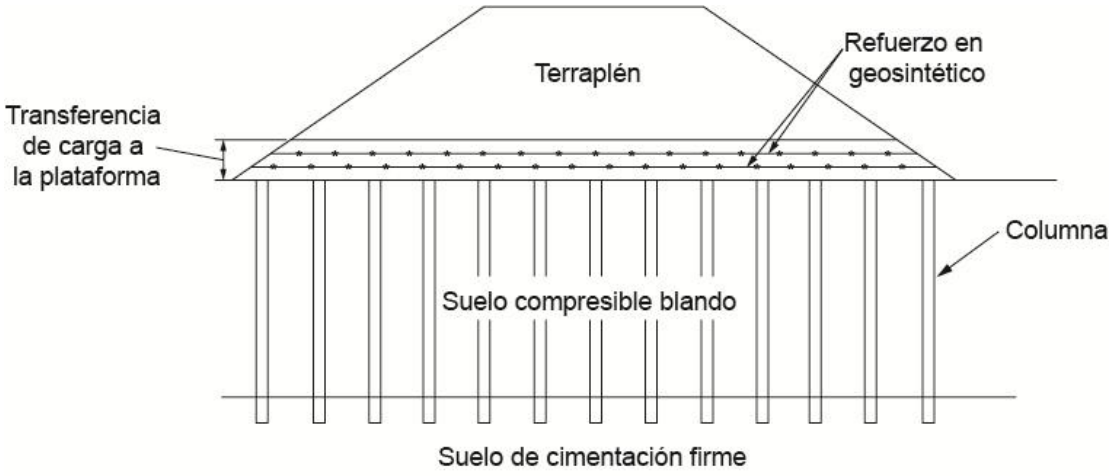


Figura 10.10. CSE con geosintético LPT *(Ground Improvement Methods, agosto 2006*) (SCDOT, 2010)

Las columnas CSE consisten en un elemento de cimentación profunda típico, sin embargo, el uso de hormigón o de acero puede ser costoso ya que la capacidad desarrollada por este sistema de cimentación puede superar la demanda impuesta a los pilotes. Este tipo de cimentación sólo debe utilizarse si la LTP se compone de hormigón estructural. Si la LTP es una capa de suelo reforzado con geosintético se pueden utilizar otros tipos de materiales, que pueden ser madera, columnas de piedra, columnas de geotextil o columnas de vibro-concreto.

CSE presenta una desventaja que es su alto costo inicial, Sin embargo, el ahorro de tiempo puede compensar estos costos. Una desventaja adicional de CSE es que no hay un solo método aceptado de diseño. Hay varios métodos y todos ofrecen diferentes respuestas.

La LTP transfiere la carga de terraplén a las columnas. La LTP puede consistir en un elemento estructural rígido o en una capa de suelo reforzado con geosintéticos. La LTP rígida por lo general es costosa y por lo tanto, no se discutirá en este Capítulo. El uso de una LTP permite que las columnas queden más espaciadas, sin embargo, el uso de una LTP no es necesario si las columnas están muy próximas entre sí.

El espesor del suelo blando no es una componente crítica en la determinación de la viabilidad del uso de CSE, porque hay una gran variedad de columnas que se pueden utilizar como soporte. La determinación de la viabilidad del uso de CSE debe considerar los siguientes factores:

- El espaciamiento preliminar de las columnas debe ser limitado de manera que la razón del área de reemplazo esté entre diez y veinte por ciento.

- La luz libre entre las columnas debe ser inferior a la altura del terraplén y no debe exceder aproximadamente 10 pies. Un amplio espacio entre columnas puede dar lugar a asentamientos diferenciales inaceptables.

- El relleno necesario para la LTP debe ser seleccionado y que tenga un ángulo de fricción efectivo igual o superior a 35°.

- Las columnas deberán estar diseñadas para asumir la totalidad de la carga del terraplén.

- Las CSE reducen los asentamientos posteriores a la construcción del terraplén a valores generalmente menores de 2 a 4 pulgadas.

- **Diseño**

El diseño de las CSE es un problema complicado de interacción suelo – estructura que requiere del conocimiento de los estados límite de resistencia y de servicio de la estructura. Todos los métodos de diseño actuales son empíricos y se centran principalmente en el diseño de la LPT con geosintético.

Estos métodos empíricos son:

- La norma Británica.
- La norma Sueca.
- El método alemán.
- El método de Collin.

El estado límite de resistencia incluye los siguientes aspectos, los cuales se ilustran en la Figura 10.11:

a) Falla de las columnas al absorber la totalidad de la carga del terraplén.

b) El cubrimiento lateral de las columnas debe ser suficiente para evitar la inestabilidad de taludes.

c) La plataforma de transferencia de carga debe estar diseñada para transferir la carga vertical a las columnas.

d) Deslizamiento lateral del terraplén en la parte superior de las columnas.

e) Se debe comprobar la estabilidad general.

El estado límite de servicio también debe ser chequeado. La deformación en el refuerzo de geosintético utilizado para la LTP se debe mantener por debajo de un umbral máximo para evitar una deformación inaceptable (ver Figura 10.12) en la parte superior del terraplén. Además, el asentamiento de las columnas también deben ser analizado para determinar si las CSE desarrollan asentamientos inaceptables (ver Figura 10.12b).

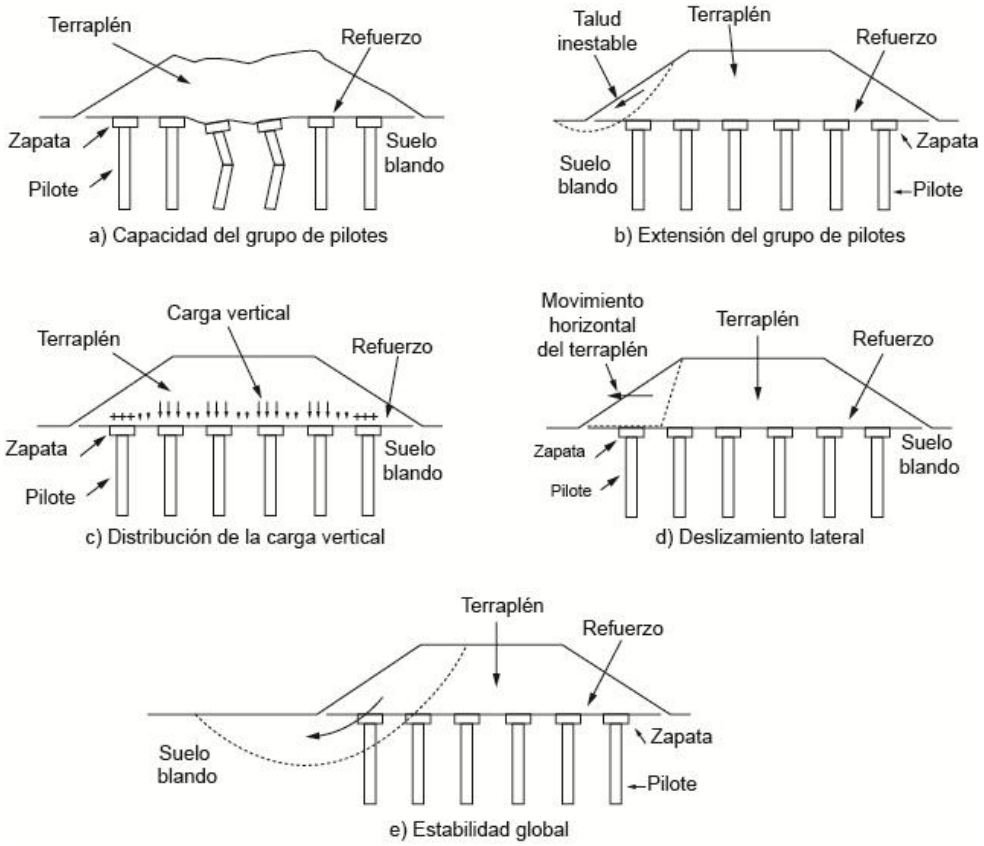


Figura 10.11. Modos de falla en el estado límite de resistencia *(Ground Improvement Methods, agosto 2006*) (SCDOT, 2010)

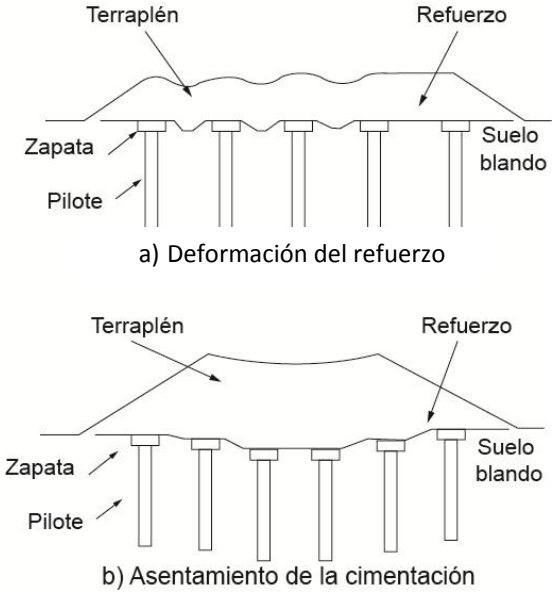


Figura 10.12. Modos de falla en el estado límite de servicio *(Ground Improvement Methods, agosto 2006*) (SCDOT, 2010)

a) Diseño de las columnas

La capacidad de carga de cada columna se basa en su área tributaria (ver Figura 10.13). En el diseño de las CSE, se supone que el peso del terraplén y que las sobrecargas son asumidas por las columnas y que el suelo que rodea lleva una carga mínima. El área tributaria de una sola columna es geométricamente un hexágono, sin embargo, por simplificación, un círculo de igual área tributaria se puede utilizar. En la Figura 10.13 se aprecia el diámetro efectivo D_e para espacios tanto triangulares como cuadrados. El espacio entre columnas de centro a centro es de 5 a 10 pies. La carga de diseño vertical Q_r en la columna se determina mediante la ecuación 10.21.

$$Q_r = \pi \left[\frac{D_e}{2}\right]^2 (\gamma H + q) \qquad [10.21]$$

Donde: D_e: Diámetro efectivo del área tributaria de la columna.

H: Altura del terraplén.

γ: Peso unitario del terraplén.

q: Carga viva y muerta.

Además de la determinación de la carga asumida por las columnas, la cobertura lateral de las columnas también debe ser determinada. Las columnas se pueden extender a una distancia suficiente, más allá del hombro del talud, para asegurar que cualquier inestabilidad o asentamiento diferencial que se produzca más allá de los límites de las columnas no afectará al terraplén. La longitud de cobertura de las columnas debe ser determinada mediante un programa de estabilidad de taludes. Para los diseños preliminares y estudios de viabilidad, se pueden utilizar las siguientes ecuaciones 10.22 y 10.23 de la *British Standard* (BS8006).

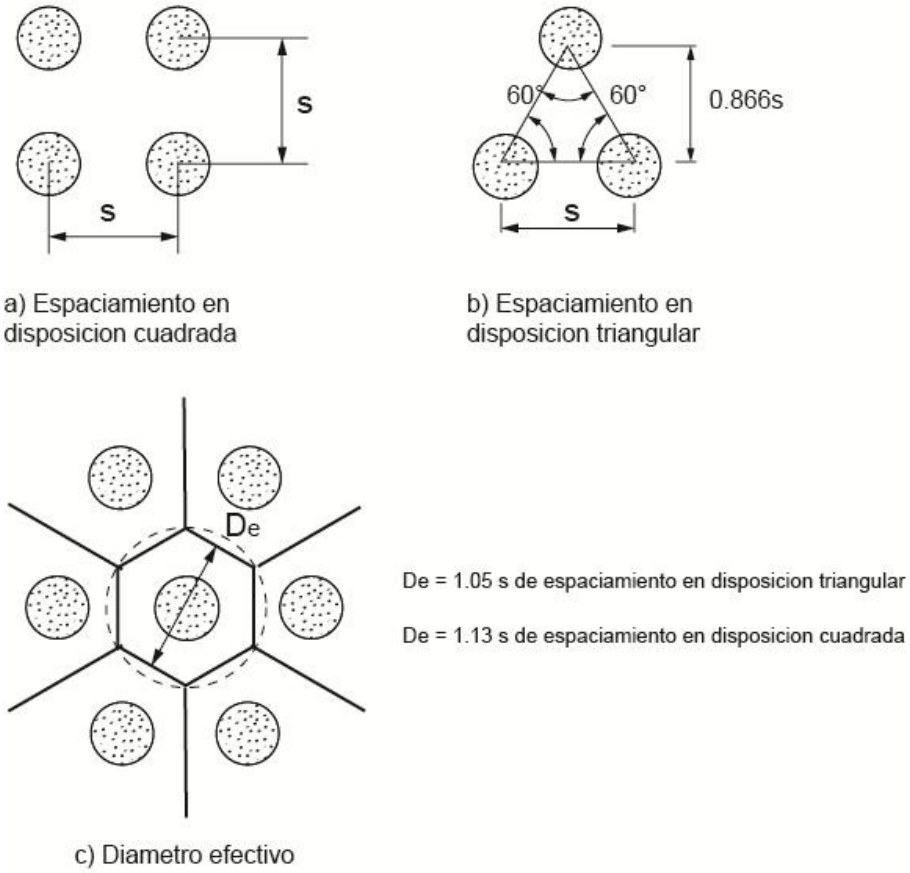


Figura 10.13. Diseño de la columna CSE *(Ground Improvement Methods, agosto 2006*) (SCDOT, 2010)

$$L_p = H\left(n - \tan\theta_p\right) \qquad [10.22]$$

$$\theta_p = \left(45 - \frac{\phi'_{terraplen}}{2}\right) \qquad [10.23]$$

Donde: L_p: Distancia horizontal desde el pie del talud hasta el borde de la primera columna.

n: Pendiente del terraplén.

θ_p: Ángulo respecto de la vertical entre la columna más externa y la corona del terraplén (ver Figura 10.14).

$\phi'_{terraplén}$: Ángulo de fricción efectivo del relleno del terraplén.

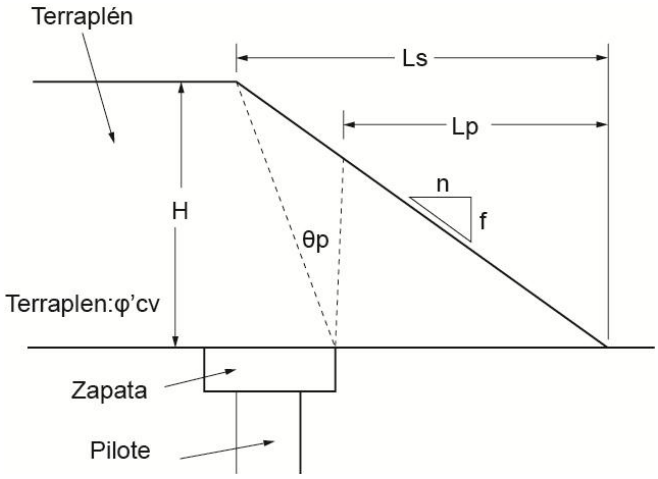


Figura 10.14. Estabilidad lateral de las CSE *(Ground Improvement Methods, agosto 2006*) (SCDOT, 2010)

El potencial de desplazamiento lateral de los terraplenes debe ser analizado (ver Figura 10.15).

El refuerzo de geosintético debe ser diseñado para prevenir el desplazamiento lateral del terraplén. Este es un aspecto crítico del diseño, ya que muchas de las columnas no son capaces de desarrollar la resistencia lateral suficiente para evitar el desplazamiento del terraplén. El refuerzo de geosintético debe estar diseñado para resistir la fuerza horizontal causada por el desplazamiento lateral del terraplén. La fuerza de tensión necesaria para evitar el desplazamiento lateral T_{ls} se determina utilizando las ecuaciones 10.24 y 10.25.

$$T_{ls}=\frac{K_a(\gamma H+q)H}{2} \qquad [10.24]$$

$$K_a=\tan^2\left[45+\frac{\emptyset'_{terraplen}}{2}\right] \qquad [10.25]$$

Todos los términos ya fueron definidos.

La longitud mínima del refuerzo L_e necesaria para prevenir el deslizamiento del terraplén a través del refuerzo se determina mediante la ecuación 10.26.

$$L_e = \frac{T_{ls}}{\left[0{,}5\gamma H\left(c_{iterraplen} \tan \emptyset'_{terraplen}\right)\right]} \qquad [10.26]$$

Donde: $c_{iterraplén}$: Coeficiente de interacción del deslizamiento entre el refuerzo de geosintético y el relleno del terraplén.

$\tan \emptyset'_{terraplén}$: Ángulo de fricción del material de relleno.

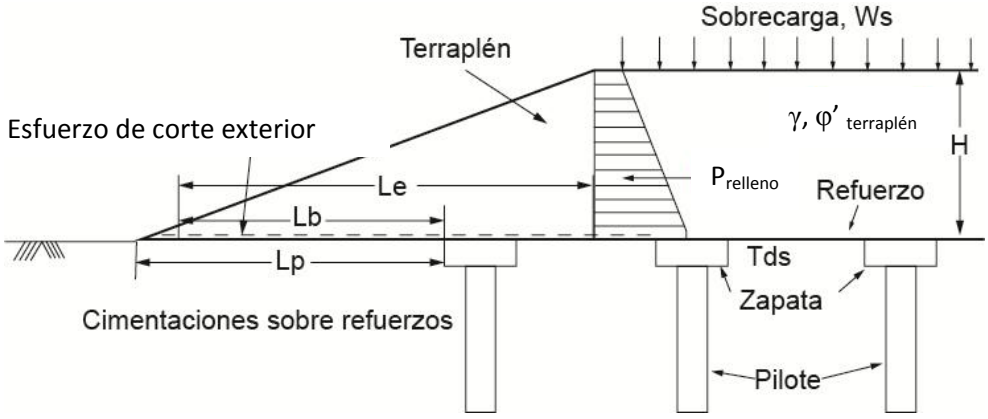


Figura 10.15. Estabilidad lateral CSE *(Ground Improvement Methods, agosto 2006*) (SCDOT, 2010)

b) Diseño de la plataforma de transferencia de carga

La plataforma de transferencia de carga (LTP) se puede diseñar como una catenaria o como una viga según la Figura 10.16. Para el enfoque de diseño de la catenaria se cuenta con tres métodos que son: la norma británica (BS 8006), el método sueco y el método alemán. Los supuestos del enfoque de la catenaria son:

- Se forma un arco de suelo en el terraplén.
- El refuerzo se deforma durante la carga.
- Se utiliza una capa de refuerzo.

Para el enfoque de diseño como una viga se utiliza el método de Collin, el cual plantea los siguientes supuestos:

- Se utiliza un mínimo de tres capas de refuerzo en la plataforma.

- El espaciamiento entre capas de refuerzo es de 8 a 18 pulgadas (0,20 a 0,50 m).

- El espesor de la plataforma es mayor o igual que la mitad de la luz libre entre las columnas (borde a borde).

- El arco de suelo se ha desarrollado completamente con la profundidad de la plataforma.

Este enfoque no se considera en este Manual, únicamente se considera el enfoque como catenaria.

El diseño con enfoque como catenaria normalmente requiere un esfuerzo de mayor resistencia para similares condiciones de diseño, comparativamente con el diseño con enfoque como viga, el cual generalmente permite mayor espacio entre columnas para geosintéticos estándar.

El grado de arqueo del suelo se define mediante la relación de arco del suelo (ρ), que es la relación del esfuerzo vertical promedio en la parte de cedencia es decir, el suelo blando entre columnas, y el esfuerzo medio vertical debido al terraplén y a las sobrecargas, el cual se determina mediante la ecuación 10.27.

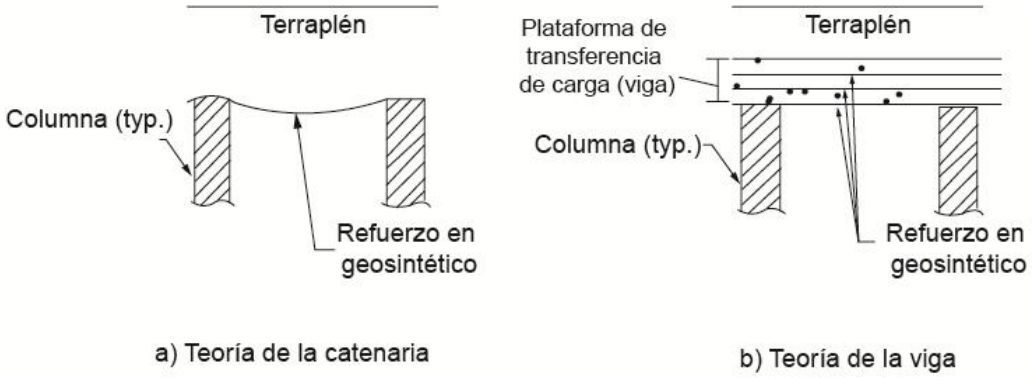


Figura 10.16. Mecanismo de transferencia de carga *(Ground Improvement Methods, agosto 2006*) (SCDOT, 2010)

$$\rho = \frac{\sigma_s}{\left(\gamma_{terraplén} H + q\right)} \qquad [10.27]$$

Donde: σ_s: Esfuerzo vertical promedio aplicado entre las Columnas.

$\gamma_{terraplén}$: Peso unitario del material del terraplén.

H: Altura del terraplén.

q: Carga viva y carga muerta.

Enfoque de diseño como catenaria

El enfoque de diseño de la catenaria depende del efecto de arco del suelo y la capacidad del refuerzo de geosintético de resistir la tensión de la carga aplicada por el terraplén y la sobrecarga. Hay tres métodos de diseño que utilizan el enfoque de diseño de la catenaria: La norma Británica, La norma Sueca y El método alemán. En este Capítulo solamente se expone la norma Británica

- **Norma Británica**

Para asegurarse de que los asentamientos diferenciales no se produzcan en la superficie del terraplén, la norma británica recomienda que la altura del terraplén sea de mínimo 1,4 veces la luz libre (de borde a borde) entre las columnas. A esta altura, los arcos y las columnas de suelo asumen más carga que el suelo circundante. La relación de esfuerzo vertical sobre las columnas y el esfuerzo vertical promedio en la base del terraplén se determina a partir de las ecuaciones 10.28 y 10.29 y la figura 10.17.

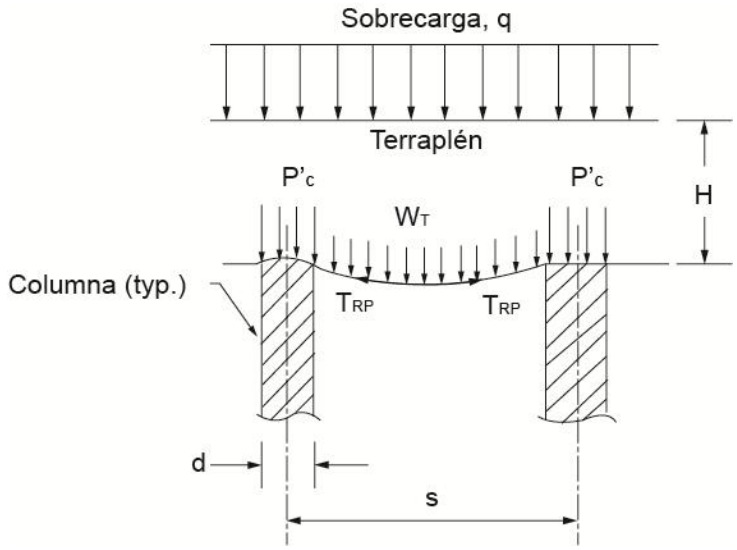


Figura 10.17. Esquema de definición de términos *(Ground Improvement Methods, agosto 2006*) (SCDOT, 2010)

$$\frac{P_c^{'}}{\sigma_c^{'}} = \left[\frac{C_c d}{H}\right]^2 \qquad [10.28]$$

Donde: P'_c: Esfuerzo vertical en la columna.

σ'_c: Esfuerzo vertical promedio en la base del terraplén.

d: Diámetro de la columna.

H: Altura del terraplén.

C_c: Coeficiente de arqueo.

$$C_c = \left[\left(1{,}95\frac{H}{d}\right) - 0{,}18\right] \text{ para columnas de punta} \qquad [10.29]$$

$$C_c = \left[\left(1{,}50\frac{H}{d}\right) - 0{,}07\right] \text{ para columnas de fricción} \qquad [10.30]$$

La carga vertical W_T asumida por el refuerzo se puede determinar mediante las ecuaciones de la Tabla 10.16.

Tabla 10.16. Ecuaciones para determinar la carga vertical (SCDOT, 2010)

H	**W_T**
<0,7(s-d)	N/A
0,7(s-d)≤to≤1,4(s-d)	$\left[\frac{s\left(f_{fs}\gamma H+f_q q\right)}{\left(s^2-d^2\right)}\right]\left[s^2-d^2\left[\frac{P_c'}{\sigma_c'}\right]\right]$
>1,4(s-d)	$\left[\frac{1,4sf_{fs}\gamma(s-d)}{\left(s^2-d^2\right)}\right]\left[s^2-d^2\left[\frac{P_c'}{\sigma_c'}\right]\right]$

Donde: s: Separación de las columnas centro a centro.

f_{fs}: Factor de carga parcial para la masa unitaria del suelo (1,3).

f_q: Factor de carga parcial para la sobrecarga (1,3).

Todos los demás términos ya fueron definidos.

La tensión en el refuerzo T_{RP} por pie lineal de refuerzo resultante de la distribución de carga se determina mediante la ecuación 10.31.

$$T_{RP}=0,5W_T\left[\frac{(s-d)}{d}\right]\sqrt{1+\frac{1}{6\varepsilon}} \qquad [10.31]$$

Donde: ε: Deformación del refuerzo.

Todos los demás términos ya fueron definidos.

Se requiere una deformación inicial para generar una fuerza de tensión en el refuerzo, en la práctica el límite superior de deformación es del 6%. Al Utilizar este límite se asegura que la carga del terraplén es transferida a las columnas. La deformación a largo plazo en el refuerzo puede ser limitada para asegurar que las deformaciones a largo plazo no ocurran en la superficie del suelo. Se puede permitir en el refuerzo una mínima deformación del 2% en una vida de diseño de 100 años.

10.1.7. Terraplenes reforzados en suelos blandos

Los terraplenes construidos en suelos de fundación blandos, tienen la tendencia de moverse en sentido vertical y horizontal. Los asentamientos verticales son tratados utilizando los métodos de mejoramiento del suelo planteados previamente. Los movimientos horizontales pueden atribuirse al desplazamiento lateral. La utilización de terraplenes reforzados sobre suelos de fundación blandos generalmente cae en dos situaciones: la primera es construir sobre depósitos uniformes y la segunda construir sobre suelos con anomalías localizadas, como se observa en la Figura 10.18.

Los suelos blandos, pueden ganar resistencia con el tiempo, sin embargo es probable que se requiera algún refuerzo del suelo para prevenir los movimientos laterales o la inestabilidad de los taludes, mientras el suelo de fundación gana resistencia.

El refuerzo se coloca en forma perpendicular a la línea de centro del terraplén, para prevenir las juntas longitudinales paralelas a la línea central y la probabilidad de deslizamiento. El refuerzo que se utiliza normalmente consiste en geomallas biaxiales o uniaxiales, sin embargo también se pueden utilizar geotextiles.

El método de diseño consta de dos partes: la primera parte consiste en mejorar el suelo de fundación para lo cual se determina el espesor del material que se requiere para elevar el terreno de fundación y la segunda parte se refiere al refuerzo mismo del terraplén mediante el uso de geosintéticos.

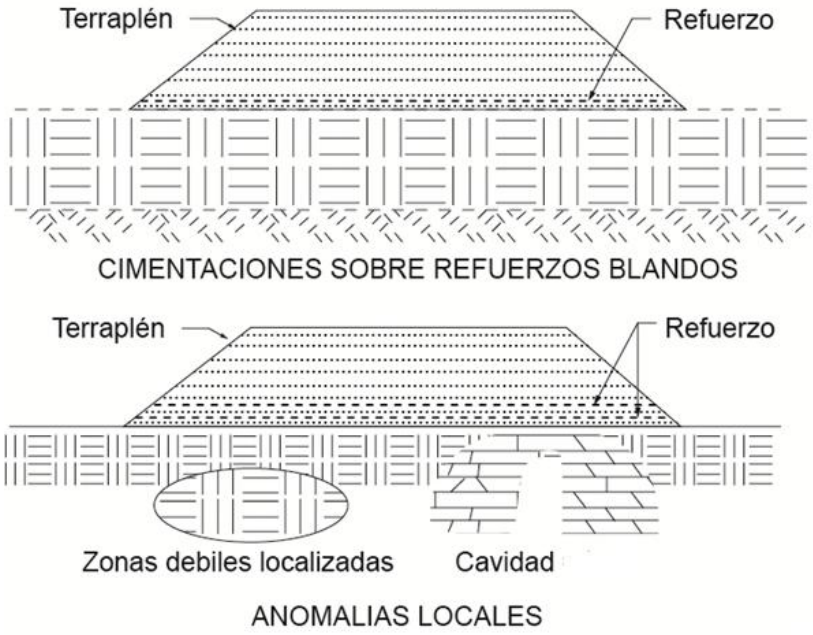


Figura 10.18. Aplicaciones en terraplenes reforzados *(Ground Improvement Methods, agosto 2006*) (SCDOT, 2010)

10.1.7.1. Estabilización del terreno de fundación

El uso de refuerzo bajo el terraplén para estabilizar el terreno de fundación, sólo se requiere si el suelo tiene una resistencia al corte no drenada ($\tau=c_u$) menor de 500 lb/pie^2 o 3,5 lb/pulg^2 (24 kPa).

La estabilización del terreno de fundación mediante la utilización de material que eleve su nivel sólo se considera si el suelo de la fundación es susceptible de deterioro es decir contaminación por suelos plásticos. El refuerzo no se considera como parte del diseño del terraplén, pero se coloca para permitir el proceso constructivo mediante la estabilización de los materiales del terreno de fundación que permiten la colocación de material de transición. El uso de este material de mejoramiento del terreno de fundación y del refuerzo no previene o mitiga los asentamientos o la inestabilidad del talud, por lo que se requiere de otros métodos de mejoramiento para mitigar los asentamientos o la inestabilidad de los taludes.

El refuerzo generalmente consiste en geomalla o geotextil. El uso de refuerzo es para limitar la cantidad de excavación requerida.

El puente puede consistir en piedra o materiales granulares (A-1-a, A-1-b, A-3, A-2-4, A-2-5 y A-2-6) y generalmente no es compactado al nivel requerido para el resto del terraplén. El *bridge lift* que se coloca en agua puede ser tipo piedra o materiales granulares gruesos (A-1-a). El espesor del *bridge lift*, se puede determinar utilizando el método del *US Forest Service* (Stewart et.al.) o el método de Giroud-Han. En este Capítulo se plantea únicamente el método del *US Forest Service*.

a) Método del *US Forest Service* (Stewart et.al.)

El Método del *US Forest Service* (USFS) es aplicable a geomalla o geotextil.

El primer paso es determinar la resistencia al corte no drenada ($\tau=c_u(psi)$) de la subrasante, la cual se puede determinar mediante los lineamientos planteados en los Capítulos 3 y 4 de este Manual. No obstante también se puede estimar a partir de los resultados del ensayo de CBR, utilizando la ecuación 10.32.

$$c_u(psi)=4{,}3(CBR) \qquad [10.32]$$

Todos los términos ya fueron definidos.

El segundo y tercer pasos son el manejo de la configuración del tráfico; como se observa en la tabla 10.17, los valores del tráfico varían entre 100 y 1000, por lo que el tráfico estimado se basa en vehículos que tienen una presión de inflado de 80 psi.

En el cuarto paso se determina la profundidad tolerable de la huella, la cual puede variar entre 2 y 4 pulgadas (5 a 10 cm).

El quinto paso, es determinar el factor de capacidad de carga N_c para la condición, con o sin refuerzo, valor que se puede obtener de la Tabla 10.17).

Tabla 10.17. Factores de capacidad de carga (Adaptada del *Geosynthetics Engineering* – Agosto 2008) (SCDOT, 2010)

REFUERZO	HUELLA TOLERABLE (pulgadas)	TRÁFICO (18 kip ESALs)	FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA N_c
Sin refuerzo	<2	>1000	2,8
	2 a 4	100 - 1000	3,0
	>4	<100	3,3
Geotextil	<2	>1000	5,0
	2 a 4	100 - 1000	5,5
	>4	<100	6,0
Geomalla	<2	>1000	5,8

El sexto paso consiste en determinar la cantidad de material que se requiere para elevar el terreno de fundación para los dos casos de fundación, reforzada o sin refuerzo. El espesor del material se determina de la Figura 10.19, para cargas de rueda simple y de la Figura 10.20 para cargas de rueda doble, dependiendo de la configuración vehicular que se asuma en el tercer paso.

El séptimo paso es la selección del espesor de diseño. El espesor del material requerido puede redondearse al siguiente espesor más alto divisible por tres.

El paso ocho es determinar el uso de un geosintético para las condiciones del suelo.

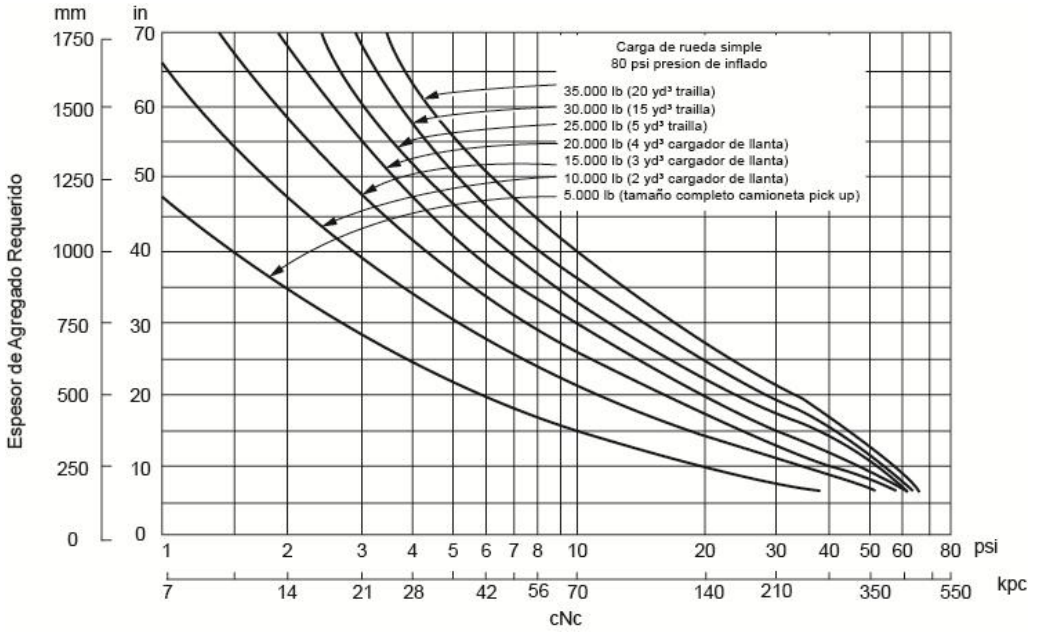


Figura 10.19. Espesor del material para elevar el terreno de fundación. Método USFS. Carga de rueda simple (Adaptada del *Geosynthetics Engineering* – Agosto 2008) (SCDOT, 2010)

El método USFS se basa en un material que tiene un CBR en el sitio de 80%; como es probable que el material tenga un CBR menor, se requiere incrementar el espesor en 3 pulgadas (7,6 cm).

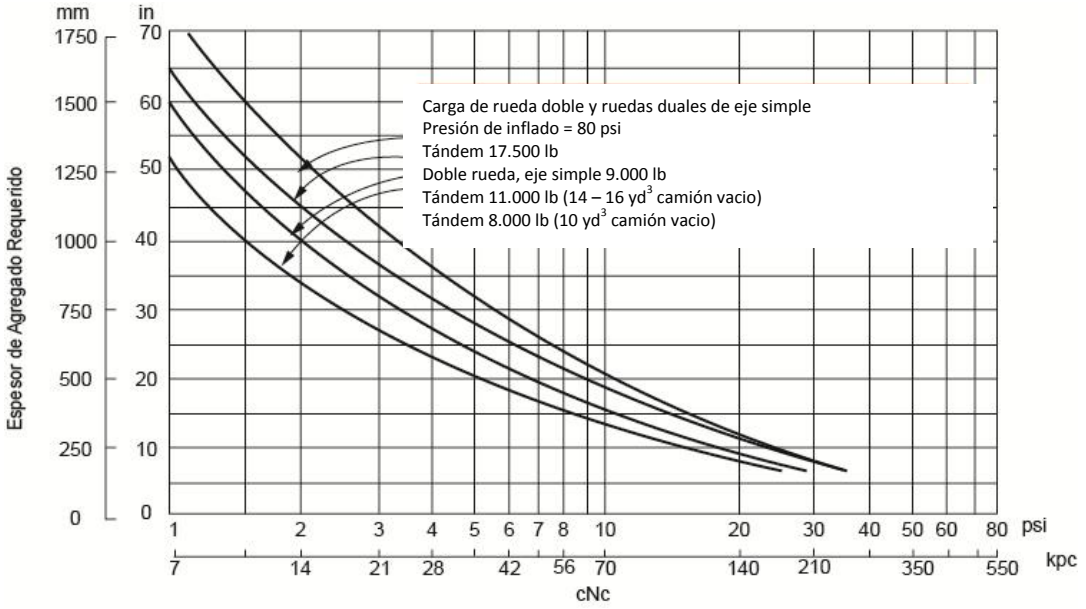


Figura 10.20. Espesor del material para elevar el terreno de fundación. Método USFS. Carga de rueda doble (Adaptada del *Geosynthetics Engineering* – Agosto 2008) (SCDOT, 2010)

10.1.7.2. Refuerzo del terraplén

El enfoque del diseño de refuerzo del terraplén es evitar la falla por capacidad portante, la falla rotacional o por desplazamiento lateral.

La condición más crítica para la estabilidad del terraplén es al final de la construcción, por lo que el análisis se debe efectuar en esfuerzos totales.

- **Chequeo de la falla por capacidad de carga**

  Cuando el espesor del suelo de fundación blando es mucho mayor que el ancho del terraplén, la ecuación 10.33, puede ser utilizada para la determinación de la capacidad de carga última.

$$q_u = \gamma_{terraplen} H = c_u N_c \qquad [10.33]$$

  Donde: q_u: Capacidad de carga última.

  $\gamma_{terraplén}$: Peso unitario del material del terraplén.

  H: Altura del terraplén.

  c_u: Resistencia al corte no drenada del suelo de fundación.

  N_c= 5,14

  Si el espesor de suelo blando es menor que el ancho del terraplén, se requiere revisar el desplazamiento lateral.

- **Chequeo de la falla rotacional**

  El análisis de la superficie de falla rotacional de un terraplén no reforzado considera la determinación de la superficie de falla crítica y el factor de resistencia SF. Si el factor de resistencia calculado es menor que el requerido, entonces el terraplén no requiere refuerzo. Si el factor de resistencia es mayor que el requerido entonces es necesario calcular la resistencia del refuerzo T_g que genere un adecuado factor de resistencia. Para ello se pueden utilizar las ecuaciones 10.34, 10.35, 10.36, 10.37, 10.38 y la Figura 10.21.

$$T_g = \frac{\Delta M_R}{y} \quad [10.34]$$

$$\Delta M_R = SF(M_D) - M_R \quad [10.35]$$

$$M_R = \left(\sum \tau_s L\right) R \quad [10.36]$$

$$M_D = W * x \quad [10.37]$$

$$SF = \frac{1}{\phi} \quad [10.38]$$

Donde: M_R: Momento resistente.

M_D: Momento actuante.

y: Distancia vertical desde el centro del círculo de falla hasta el refuerzo.

L: Longitud del arco del círculo de falla.

τ_s: Resistencia al corte.

R: Radio del círculo de falla.

W: Peso de la masa de suelo en movimiento.

x: Brazo del momento.

ϕ: Factor de resistencia para el estado límite.

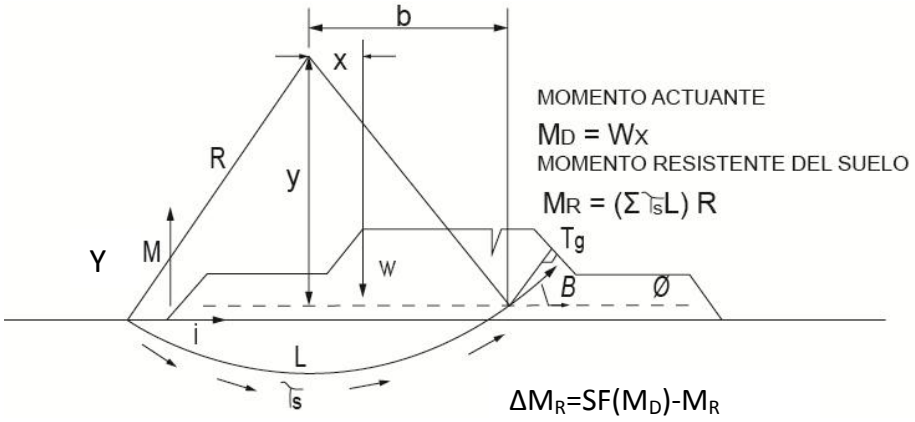


Figura 10.21. Modelo de falla rotacional (*Ground Improvement Methods*, agosto 2006) (SCDOT, 2010)

- **Chequeo de la falla por deslizamiento**

En el análisis de falla por deslizamiento, si el factor de resistencia es menor que el requerido entonces no se necesita refuerzo. Si el factor de resistencia es inadecuado, entonces se debe determinar la resistencia al deslizamiento lateral del refuerzo T_{is} requerida, de acuerdo con la ecuación 10.39 y la Figura 10.22. La cohesión c_a entre el suelo y el geosintético puede asumirse como cero para suelos extremadamente blandos y terraplenes bajos.

$$FS = \frac{1}{\phi} = \frac{2(bc_a + T_{is})}{K_A \gamma H^2} \qquad [10.39]$$

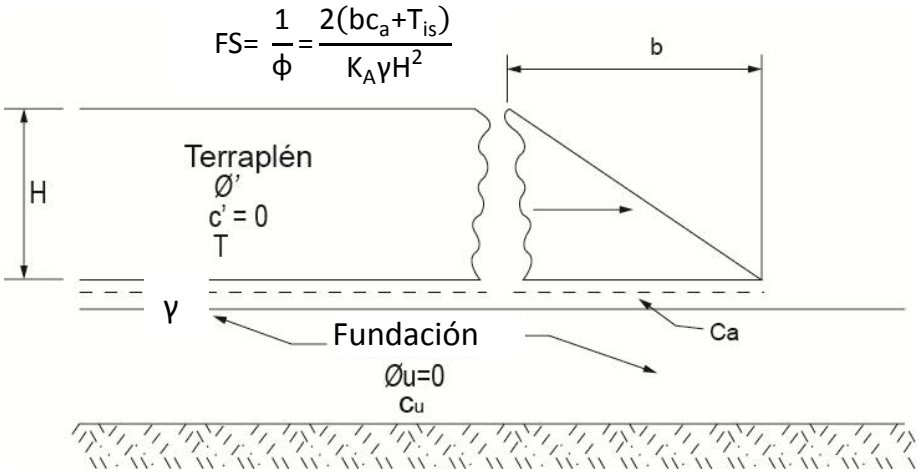


Figura 10.22. Falla por deslizamiento – Ruptura del refuerzo (*Ground Improvement Methods*, agosto 2006) (SCDOT, 2010)

- **Deformación tolerable del geosintético**

Se requiere que la deformación del refuerzo de geosintético desarrolle la tensión necesaria para resistir la falla, lo cual se puede determinar con la ecuación 10.40

$$\varepsilon_{geosintético} = \frac{T_{is}}{J} \qquad [10.40]$$

Donde: $\varepsilon_{geosintético}$: Deformación del geosintético (ver Tabla 10.18).

T_{is}: Resistencia al deslizamiento lateral del refuerzo.

J: Módulo de refuerzo.

Tabla 10.18. Deformación del geosintético en función del tipo de suelo (SCDOT, 2010)

TIPO DE SUELO	DEFORMACIÓN DEL GEOSINTÉTICO $\varepsilon_{geosintético}$ (%)
Suelos no cohesivos	5 a 10
Suelos cohesivos	2
Turba	2 a 10

La deformación máxima en un refuerzo de geosintético puede ser aproximadamente el doble de la deformación promedio en el terraplén.

10.2. MEJORAMIENTO MECÁNICO

10.2.1. Compactación

La compactación se define como un proceso mecánico mediante el cual se logra la densificación del suelo al reducirse los espacios vacíos por la expulsión de parte del aire contenido en ellos a través de la aplicación de una determinada carga. No todo el aire puede ser expulsado durante este proceso por lo que el suelo se considera parcialmente saturado.

El proceso por el cual se mejora el suelo para que pueda alcanzar los requisitos fijados se llama estabilización o mejoramiento de suelos.

La estabilización mecánica es el mejoramiento del suelo por el cambio de gradación. Consiste generalmente en mezclar dos o más suelos naturales para tener un material compuesto que sea superior a cualquiera de sus componentes; pero también incluye la adición de roca triturada, o escoria, o la tamización del suelo para remover partículas de cierto tamaño.

La importancia de la compactación de los suelos estriba en el aumento de resistencia y disminución de capacidad de deformación que se obtiene al sujetar el suelo a técnicas convenientes que aumenten su peso unitario seco, disminuyendo sus vacíos. Por lo general, las técnicas de compactación se aplican a rellenos artificiales, tales como cortinas de presas de tierra, diques, terraplenes para caminos y ferrocarriles, muelles, pavimentos, etc. Algunas veces se hace necesario compactar el suelo natural, como en el caso de cimentaciones sobre arenas sueltas.

Los métodos utilizados para la compactación de los suelos dependen de los tipos de materiales con los que se trabaje en cada caso; con base en un experimento sencillo los materiales puramente friccionantes, como la arena, se compactan eficientemente por métodos vibratorios, en tanto que en los suelos plásticos el procedimiento de carga estática resulta más ventajoso.

La compactación o reducción de la relación de vacíos se produce de varias maneras: reordenación de las partículas, fractura de los granos o de las ligaduras entre ellos seguida por reordenación, y la flexión o distorsión de las partículas y sus capas absorbidas. La energía que se gasta en este proceso es suministrada por el esfuerzo de compactación de la máquina de compactar. La eficacia de la energía gastada depende del tipo de partículas que componen el suelo y de la manera como se aplica el esfuerzo de compactación.

10.2.1.1. Energía de Compactación

La eficiencia de la compactación depende de varios factores. Entre todos los factores que influyen en la compactación obtenida en un caso dado, podría decirse que dos son los más importantes: el contenido de agua del suelo, antes de iniciarse el proceso de la compactación, y la energía específica

empleada en dicho proceso. Por energía específica se entiende la energía de compactación suministrada al suelo por unidad de volumen.

Existen suelos que presentan más o menos dificultad de compactar. Entre los primeros están los cohesivos en general, los de granulometría uniforme, no cohesivos o débilmente cohesivos, rocas ligeras y rocas pesadas. Entre los suelos fáciles para compactar, las arenas bien graduadas no cohesivas o poco cohesivas, mezclas de arena y gravillas bien graduadas.

Como la corrección de humedad de un material es difícil y costosa, conviene evitarla, siendo preferible utilizar energías de compactación elevadas que permitan conseguir densidades secas superiores en un campo de humedades más amplio.

La energía de compactación puede estimarse, por ejemplo, en función de la energía dinámica total aplicada al suelo y calcularse con la ecuación 10.41.

$$E = \frac{WHN}{V} \qquad [10.41]$$

Donde: E: Energía específica de compactación en kg-cm/cm^3.

W: Peso del pisón en kg.

H: Altura de caída del pisón en cm.

N: Número total de golpes del pisón.

V: Volumen total del suelo compactado.

Al aplicar a un suelo cierta energía para compactarlo, el peso volumétrico obtenido varía con el contenido de humedad según la curva de la Figura 10.23.

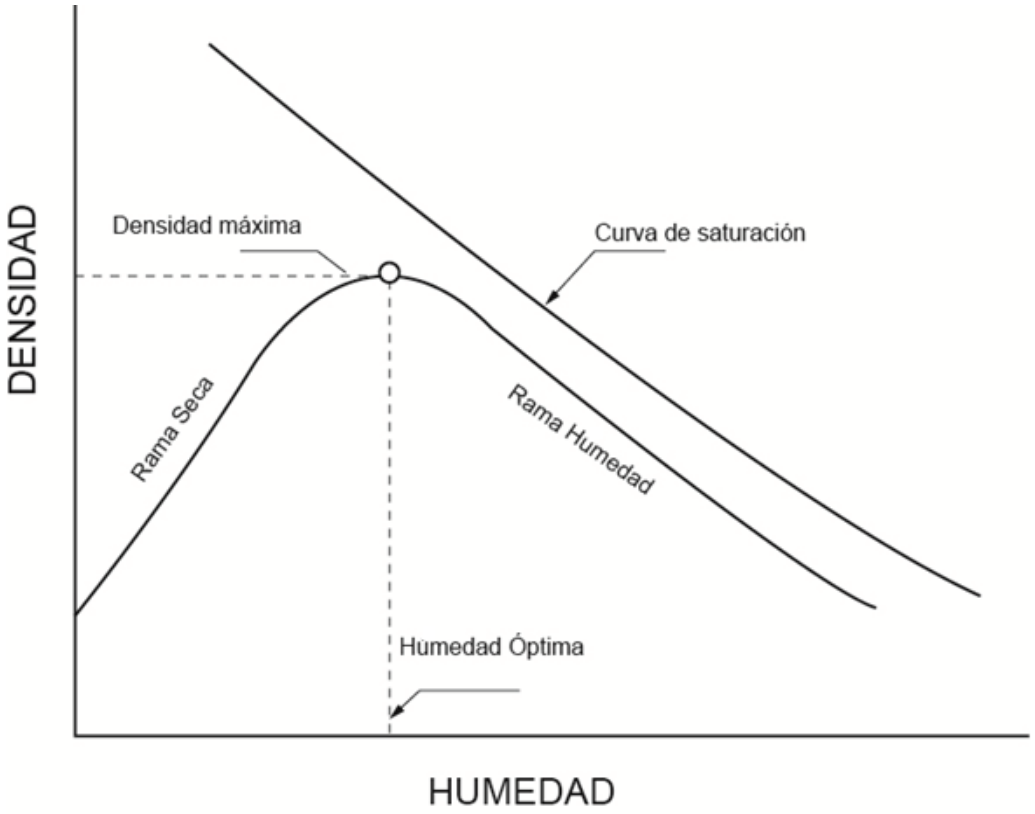


Figura 10.23. Curva de compactación (Instituto Mexicano del Transporte, 1992)

10.2.1.2. Densidad

La densidad se define como el cociente entre la masa de un cuerpo m y el volumen que ocupa V, de acuerdo con la ecuación 10.42.

$$d = \frac{m}{V} \qquad [10.42]$$

Donde: m: Masa.

V: Volumen.

El grado de compactación de un suelo o de un relleno se mide cuantitativamente mediante la densidad seca. La densidad seca que se obtiene mediante un proceso de compactación depende de la energía utilizada durante la compactación, denominada energía de compactación, también depende del contenido de humedad durante la misma.

La "densidad aparente" del suelo (peso seco del suelo /volumen) depende de varios factores: la densidad de las partículas de suelo mineral, la cantidad de materia orgánica, y la compactación natural del suelo. La densidad aparente de un suelo se suele utilizar como medida de su estructura.

10.2.1.3. Procesos de Compactación en campo

La compactación definida como un proceso mecánico mediante el cual se logra la densificación del suelo, suelo al cual no le puede ser expulsado todo el aire durante este proceso y, por lo tanto, considerado parcialmente saturado, requiere la aplicación de diferentes cargas explicadas a continuación:

Las formas de entrega de la energía de compactación son variadas pero en general responden a una combinación de los siguientes tipos de cargas, que pueden denominarse elementales: Vibratoria, Estática, Amasado e Impacto, como se observa en la Figura 10.24.

El **esfuerzo vibratorio** produce una rápida sucesión de impactos y, por lo tanto de ondas de presión que se propagan en profundidad, y eliminan la fricción interna de las partículas que se acoplan entre sí fácilmente y alcanzan densidades elevadas. Es pues, un efecto de ordenación en que los granos más pequeños rellenan los huecos que quedan entre los mayores.

El **esfuerzo estático** produce bajo la carga circulante tensiones con predominio de la componente vertical, carga que, debido a la fricción interna de los suelos, tiene un efecto de compactación limitado, sobre todo en terrenos granulares donde un aumento de la presión normal repercute en el aumento de las fuerzas de fricción internas, efectuándose únicamente un decantamiento de los gruesos.

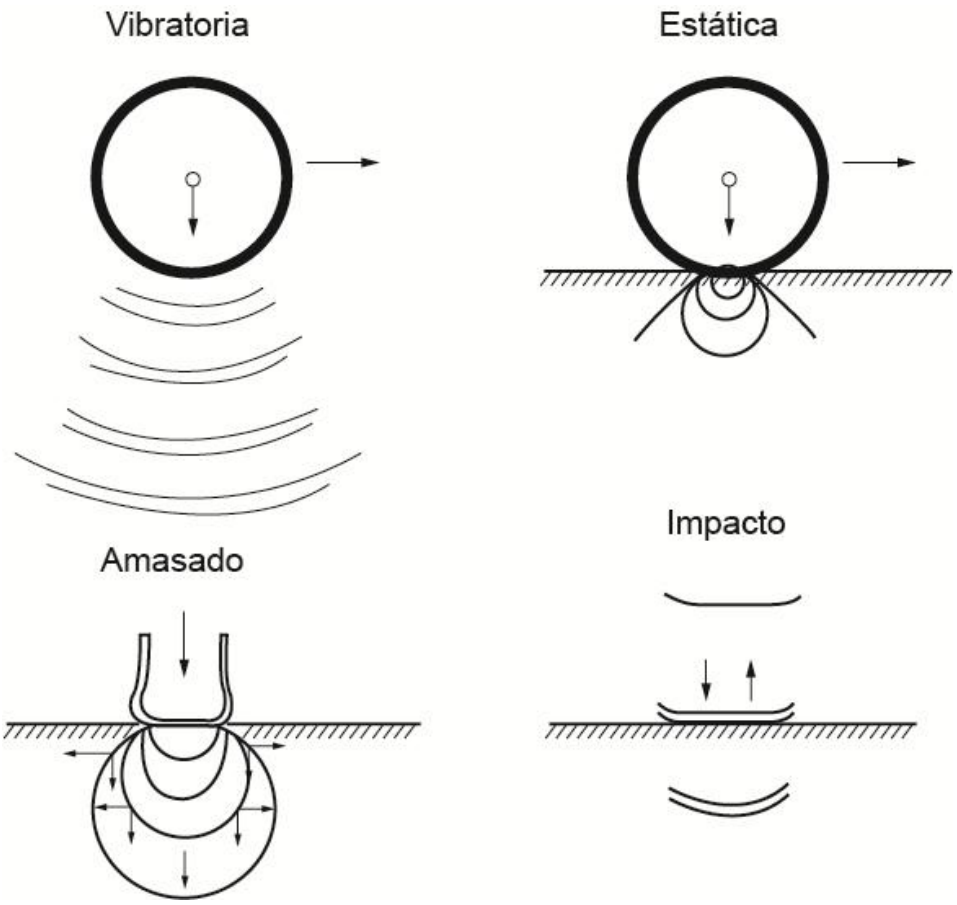


Figura 10.24. Procesos de compactación en campo (Universidad Nacional de Rosario, 2002)

El **esfuerzo de amasado** produce esfuerzos en dos sentidos, vertical y horizontal, obliga al material a deformarse en más de una dirección. Proporciona una presión suficiente para lograr un intenso cizallamiento entre los grumos de los suelos coherentes de granulado fino, en particular en terrenos arcillosos, y arenas y gravas bien graduadas.

El **esfuerzo de impacto** produce una onda de presión que se propaga hacia abajo y genera movimientos relativos entre partículas. Se alcanza un esfuerzo mayor que el correspondiente al peso estático. El esfuerzo de impacto trabaja según el principio de que un cuerpo que choca contra una superficie produce una onda de presión que se propaga hasta una mayor profundidad de acción que una presión estática y comunica a su vez a las partículas una energía oscilatoria que produce un movimiento de las mismas.

10.2.1.4. Clasificación de los equipos de compactación

Clasificación de los equipos de compactación según sus diferentes principios de trabajo:

- **Por vibración**

  Su campo de aplicación abarca los suelos con comportamiento granular y en los trabajos de compactación de terminación superficial de otros equipos.

  Trabajan mediante una rápida sucesión de impactos contra la superficie del terreno, propagando hacia abajo trenes de ondas de presión que producen en las partículas movimientos oscilatorios, se elimina así la fricción interna de las mismas, que se acoplan entre sí fácilmente y alcanzan densidades elevadas. Es pues, un efecto de ordenación en que los granos más pequeños rellenan los huecos que quedan entre los mayores (ver figura 10.25).

  Equipos que compactan por vibración:

  - Placas vibrantes.

  - Rodillos vibratorios.

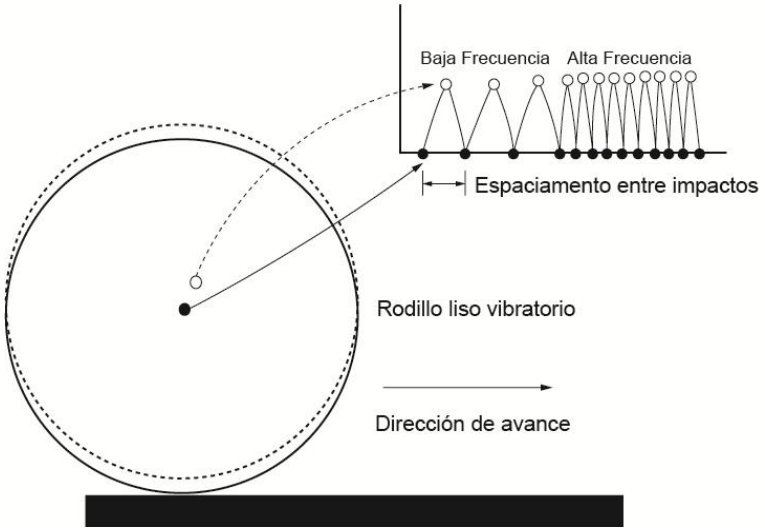


Figura 10.25. Rodillo liso vibratorio (Universidad Nacional de Rosario, 2002)

- **Por presión estática y amasado**

Los suelos cohesivos se compactan mejor por amasado e impacto.

La compactación se logra aplicando al suelo altas presiones distribuidas en áreas más pequeñas que los rodillos lisos (ver Figura 10.26).

Trabajan fundamentalmente mediante una elevada presión estática que, debido a la fricción interna de los suelos, tienen un efecto de compactación limitado, sobre todo en terrenos granulares donde un aumento de la presión normal repercute en el aumento de las fuerzas de fricción internas, efectuándose únicamente un acomodamiento de los gruesos.

Máquinas que compactan por presión estática y amasado:

- Apisonadoras de rodillos lisos.
- Rodillos de patas de cabra.
- Compactadores con ruedas neumáticas.

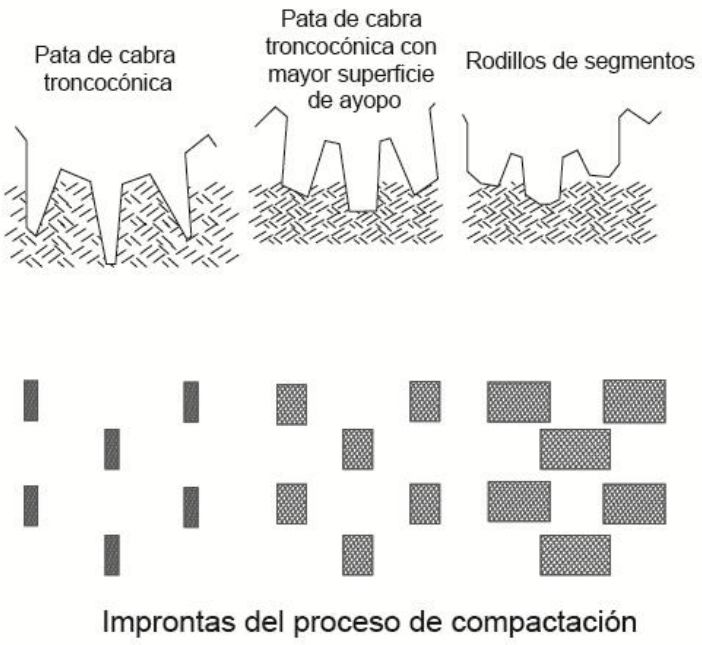


Figura 10.26. Rodillo pata de cabra (Universidad Nacional de Rosario, 2002)

- **Por impacto**

  Este procedimiento puede emplearse en suelos granulares y cohesivos.

  Trabajan únicamente según el principio de que un cuerpo que choca contra una superficie, produce una onda de presión que se propaga hasta una mayor profundidad de acción que una presión estática, comunicando a su vez a las partículas una energía oscilatoria que produce un movimiento de las mismas (ver Figura 10.27).

  Máquinas que compactan por impacto:

  - Placas de caída libre.

  - Vibropisones.

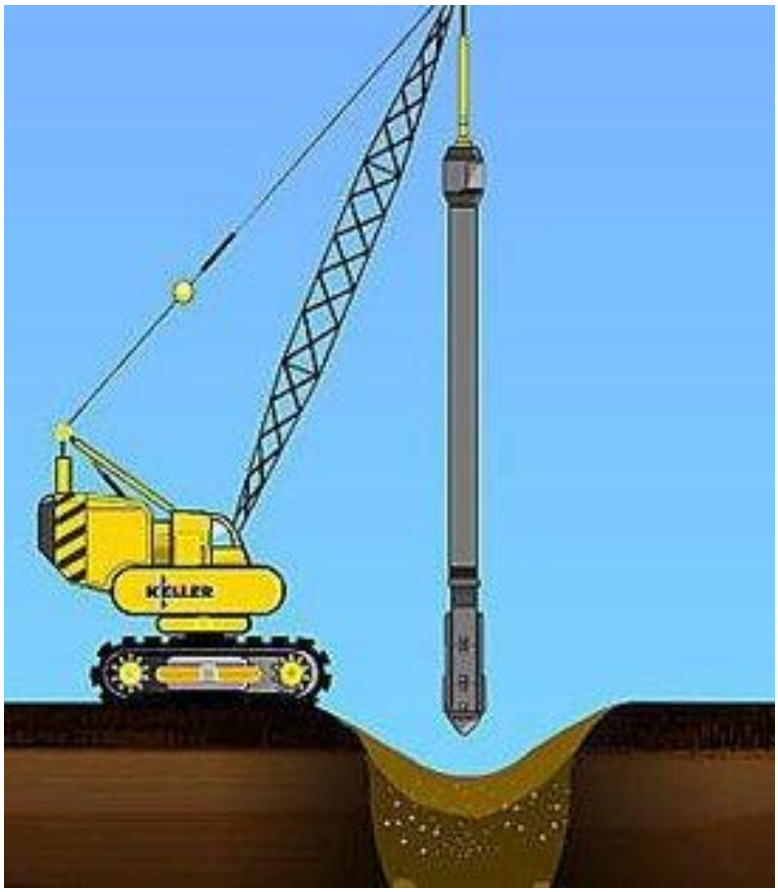


Figura 10.27. Compactación dinámica

Tabla 10.19. Indicación sobre el uso de equipos de compactación en obra (Fuente: copernico.escuelaing.edu.co/vías)

CLASES DE SUELOS			CARACTERÍSTICAS DE COMPACTACIÓN	EQUIPOS ADECUADOS PARA COMPACTAR EN EL TERRENO
GRUESOS	Gravas	D	Buena Buena Buena Buena a regular	Vibratorio-liso-neumático Vibratorio-liso-neumático Neumático-pata de cabra liviano Neumático-pata de cabra
	Arenas	SW SP SM SC	Buena Buena Buena Buena a regular	Neumático-vibratorio Neumático-vibratorio Neumático-pata de cabra Neumático-pata de cabra
FINOS	Baja compre-sibilidad (LL ≤50)	ML CL OL	Buena a regular Buena a regular Buena a pobre	Neumático-pata de cabra Neumático-pata de cabra Neumático-pata de cabra
	Alta compresi bilidad (LL > 50)	MH CH OH	Buena a pobre Buena a pobre Buena a pobre	Neumático-pata de cabra Pata de cabra Pata de cabra

10.2.1.5. Ensayos de Campo

a) Métodos destructivos

Método del Cono de Arena

Este método de ensayo sirve para los suelos que no contienen cantidades apreciables de rocas o material grueso de tamaño superior a 38 mm (1½") de diámetro.

También se puede usar este método de ensayo para determinar, *in situ*, la densidad y el peso unitario de suelos inalterados, siempre y cuando los vacíos naturales o los poros del suelo sean suficientemente pequeños para evitar que la arena que se usa para el ensayo penetre en los vacíos. El suelo, u otros materiales que se ensayen deben tener suficiente cohesión, o atracción de partículas, para mantener estables las paredes de un pequeño hueco, y deben ser suficientemente firmes para soportar las presiones menores que se ejercen al excavar el hueco y colocar el aparato

en él, de tal manera que no se causen deformaciones ni desprendimientos.

Este método de ensayo no es adecuado para suelos orgánicos, saturados o muy plásticos, los cuales se deforman o se comprimen durante la excavación del hueco de ensayo. Es posible que este método de ensayo no sea adecuado para suelos formados por materiales granulares sueltos, suelos que contengan cantidades apreciables de material grueso superior a 38 mm (1½"), o suelos granulares con altas relaciones de vacíos, los cuales no mantienen estables las paredes del hueco de ensayo.

Este ensayo se encuentra descrito en las Normas de ensayos de materiales para carreteras del INVIAS, según la Norma I.N.V. E-161-07.

Penetrómetro Dinámico de Cono PDC

El ensayo consiste en medir la cantidad de penetración para un determinado número de golpes. Cada capa de Suelo homogéneo da lugar a una recta cuya pendiente se denomina Índice de Penetración, indicativo de su resistencia.

Este ensayo se encuentra descrito en las Normas de ensayos de materiales para carreteras del INVIAS, según la Norma I.N.V. E-172-07.

Método del Balón de Caucho

Obtención del Peso Unitario del Suelo, método más directo y rápido que el del Cono de Arena pero de difícil adaptación a las irregularidades del apique.

Consiste en medir el volumen del orificio previamente abierto en la capa compactada mediante la introducción en él de una goma plástica de aproximadamente 2mm de espesor, la cual se encuentra en del aparato y es introducida dentro del orificio a través de la inyección de agua a presión.

Este ensayo se encuentra descrito en las Normas de ensayos de materiales para carreteras del INVIAS, según la Norma I.N.V. E-162-07.

b) Métodos no destructivos

Radiaciones gamma provenientes de un elemento radioactivo que se encuentra dentro del aparato de medición. Este equipo se conoce como densímetro nuclear.

La intensidad de la radiación depende del peso unitario del material y la lectura se transforma en peso unitario húmedo mediante una Curva de Calibración.

Este ensayo se encuentra descrito en las Normas de ensayos de materiales para carreteras del INVIAS, según la Norma I.N.V. E-164-07.

10.2.1.6. Procesos de Compactación en Laboratorio

a) Compactación por impacto

También conocido como método dinámico, consiste en colocar una cantidad de material con cierto contenido de humedad en un molde cilíndrico y compactarlo con un determinado número de golpes por capa.

Los ensayos más utilizados son el Proctor Estándar y el Proctor Modificado. Ver normas I.N.V. E-141-07, E-142-07.

b) Harvard Miniatura

Este método de laboratorio es usado en materiales finos, plásticos y con partículas menores a 2 mm. Consiste en la compactación del suelo por medio de presión, para lo cual se requiere una cámara cilíndrica metálica de 3.3 cm de diámetro y 7.2 cm de altura, el molde está provisto de una extensión removible de 3.5 cm de altura y además de una barra metálica de 1.3 cm de diámetro, que actúa como un émbolo y aplica presión.

c) Compactación giratoria

Este método consiste en la aplicación de acciones simultáneas como la presión vertical y la acción giratoria, con un ángulo de inclinación con respecto al eje vertical, ejercidas por el equipo, asemejando los procesos constructivos en obra.

10.2.2. Vibrocompactación

La vibrocompactación es un método de mejoramiento del suelo, para densificar arenas sueltas mediante vibración a profundidades en las cuales el equipo de compactación sea adecuado. Las vibraciones densifican los materiales granulares sueltos, utilizando vibraciones mecánicas y agua, así los granos se reacomodan bajo la acción de la gravedad para adquirir un estado denso. Las vibraciones pueden inducir licuación en las vecindades de los suelos granulares saturados sueltos.

La vibración transmitida al terreno provoca la inestabilidad de su estructura, induciendo una licuefacción parcial y provocando asientos en superficie.

Para que el terreno se licúe con la vibración es preciso que su contenido en finos (limos más arcillas) sea prácticamente nulo. De otra forma no se produciría la licuefacción. Con contenidos de finos casi nulos (< 5% aprox.), se pueden provocar densificaciones simplemente vibrando los torpedos que se introducen en el terreno. Ese tratamiento se suele denominar vibroflotación.

Cuando el contenido en suelos finos aumenta (rango del 5 al 20% aprox.), la vibración del torpedo densifica parcialmente los suelos de alrededor de la vertical en la que se introduce y deja un cilindro hueco, que se va rellenando con un material granular de aportación. Este procedimiento mixto de vibración e inclusión de un material más rígido, por ejemplo gravas, se suele denominar vibrosustitución.

Con contenidos de finos superiores al 20 ó 25% la vibración no ayuda a compactar el suelo circundante y, de utilizarse este procedimiento, resultaría ya un tratamiento de inclusiones rígidas (columnas de grava, por ejemplo), de las que se hablará más adelante.

En cualquier caso estos tratamientos dejan la parte superior del terreno poco compactada. Por eso es necesario un tratamiento final de compactación con rodillos vibrantes en superficie.

El radio de acción de la vibración depende de la potencia del equipo y del tipo de terreno. En la práctica, se suele efectuar un tratamiento con una columna de vibrado por cada 3 a 5 m^2. En cualquier caso, estos tratamientos dejan la parte superior del suelo poco compactada. Por lo que es necesario un

tratamiento superficial de compactación que por lo general se efectúa con rodillos vibrantes en superficie.

Según la guía de cimentaciones en obras de carreteras del Ministerio de Fomento Español, con la vibración profunda se pueden alcanzar densidades relativas altas ($D_r \geq 75\%$) y resistencias a la penetración dinámica en el ensayo SPT del orden de N=25 o superiores, o resistencia a la penetración estática con el cono holandés del orden de $q_c \geq 10$ Mpa.

El método de vibrocompactacion permite:

- Incrementar la capacidad de carga del suelo.
- Reducir los asentamientos.
- Incrementar la resistencia a la licuación.
- Incrementar la resistencia al corte.
- Reducir la permeabilidad.
- Cerrar los vacíos del suelo en el área tratada.

De acuerdo con el ROM 0.5-0.5 – Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias, la aplicabilidad de estos métodos a los distintos tipos de terreno se resume en la Tabla 10.20.

Tabla 10.20. Aplicabilidad de los diferentes tratamientos de vibrocompactación a los distintos tipos de terrenos (MOPU, 2005)

TIPO DE TERRENO	VIBROFLOTACIÓN	VIBROSUSTITUCIÓN
Arenas limpias (menos del 5% de finos)	Excelente	No aplica
Arenas limosas	Regular	Excelente
Lodos	Mala	Buena o regular
Arcillas	No aplica	Buena
Rellenos vertidos	Depende del tipo de material	Buena
Vertidos de inertes	No aplica	No aplica

- **Diseño**

El análisis y diseño del método de vibrocompactación, se basa principalmente en la distribución del tamaño de los granos, como se aprecia en la Figura 10.28, por lo que la vibrocompactación no es posible en suelos cohesivos, puesto que la cohesión entre partículas evita el reordenamiento entre las mismas.

Como se observa en la Figura 10.28, los suelos en el lado grueso, de la zona B, pueden ser compactados mediante vibrocompactación, si la curva de distribución del tamaño cae en la zona C, estos suelos son recomendables para rellenos con grava en lugar de arena durante el proceso de compactación, puesto que el uso de grava puede mejorar el contacto entre el vibrador y el suelo tratado, mejorando el proceso de compactación. Los suelos localizados parcialmente o en la zona D, no son susceptibles de ser compactados con vibrocompactación.

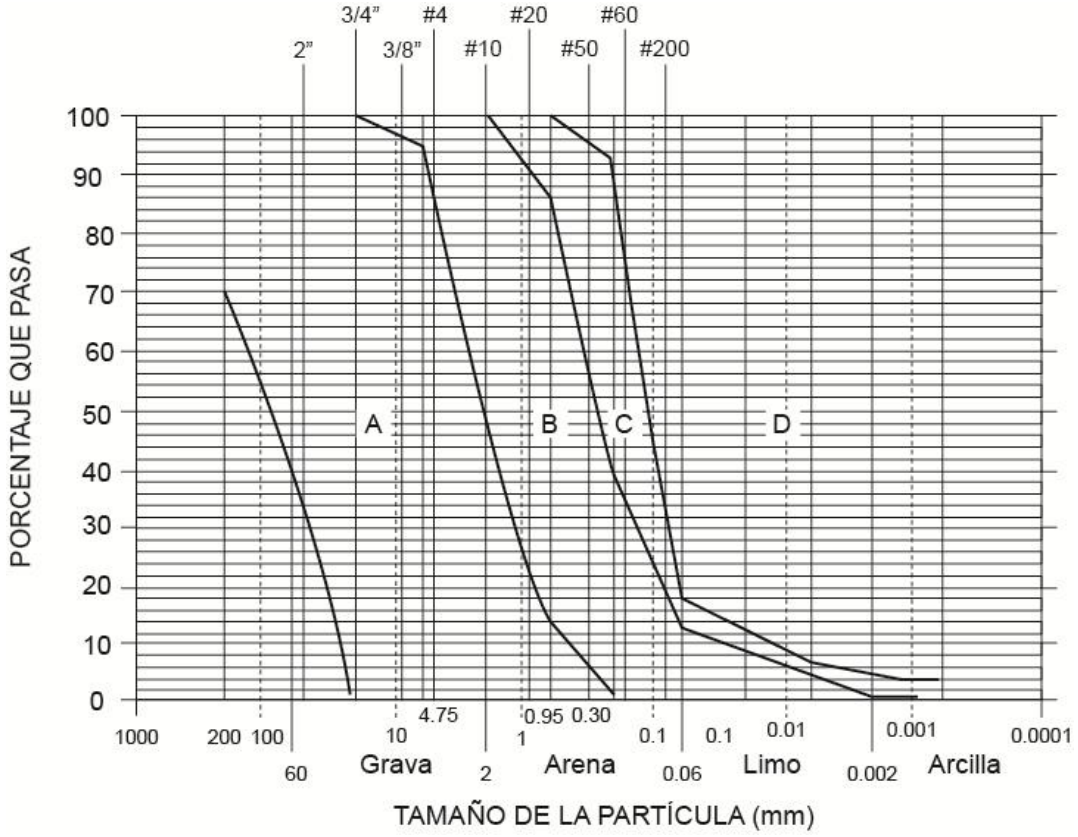


Figura 10.28. Rango de tamaños de suelo tratables con vibrocompactación (*Ground Improvement Methods*, agosto 2006) (SCDOT, 2010)

Como se indicó previamente, la reducción en la relación de vacíos depende de la forma de los granos, la granulometría y la intensidad de la vibración. El diámetro del cilindro de compactación se basa en la distribución de tamaños, la densidad inicial del suelo y las características del equipo. Los equipos típicos poseen fuerzas dinámicas cuya magnitud se encuentra en el rango de 33.750 a 101.250 libras, con un rango de frecuencias entre 1.800 y 2.300 revoluciones por minuto (rpm). Los vibrocompactadores que operan con bajas frecuencias, producen una mejor densificación debido a que la baja frecuencia generalmente tienen gran amplitud lo cual se convierte en un esfuerzo de compactación alto.

El incremento en la densidad de los suelos granulares causa un movimiento descendente en el suelo, creando una depresión en la superficie de forma cónica, la cual requiere ser colmada con material granular adicional; para determinar la calidad de material que requiere ser reemplazado, se utiliza el número S_N, mediante la ecuación 10.43, y la relación de criterios que se presentan en la tabla 10.21

$$S_N = 1{,}7\sqrt{\frac{3}{(D_{50})^2}+\frac{1}{(D_{20})^2}+\frac{1}{(D_{10})^2}} \qquad [10.43]$$

Donde: D_{50}: Diámetro para el 50% del porcentaje que pasa (mm).

D_{20}: Diámetro para el 20% del porcentaje que pasa (mm).

D_{10}: Diámetro para el 10% del porcentaje que pasa (mm).

Tabla 10.21. Criterios para la evaluación del material de relleno (Modificada del *Ground Improvement Methods*, agosto 2006) (SCDOT, 2010)

S_N	0 - 10	11 - 20	21 - 30	31 - 40	>41
CALIFICACIÓN	Excelente	Bueno	Regular	Pobre	No permitido

Obtener la densidad en el sitio es difícil, por lo que se puede utilizar la ecuación 10.44, para determinar la densidad relativa, y verificar el incremento o decremento en la densidad del suelo.

$$D_r = \frac{\gamma_n - \gamma_l}{\gamma_d - \gamma_l} \frac{\gamma_d}{\gamma_n} * 100\% \qquad [10.44]$$

Donde: γ_n: Densidad seca del suelo *in situ*.

γ_l: Densidad seca del suelo en su estado más suelto.

γ_d: Densidad seca del suelo en su estado más denso.

En la Tabla 10.22 se presentan correlaciones entre D_r y varios ensayos *in situ.*

En un diseño típico de vibrocompactación se intenta con varios espaciamientos y patrones. La distancia entre puntos de compactación es crítica, pues a mayor espaciamiento menor es la densidad. El patrón con triángulos equiláteros es el más utilizado para compactar grandes áreas, por lo que este es el patrón más eficiente. El uso de patrones cuadrados respecto del patrón triangular requiere de 5 a 8% más puntos para lograr la misma densidad en grandes áreas.

Tabla 10.22. Criterios para la evaluación del material de relleno (Modificada del *Ground Improvement Methods*, agosto 2006) (SCDOT, 2010)

DESCRIPCIÓN	MUY SUELTO	SUELTO	DENSIDAD MEDIA	DENSO	MUY DENSO
SPT Número de golpes por pie N	<4	5 - 10	11 – 30	31 - 50	>51
CPT Resistencia en la punta (tsf)	<51	51 - 102	102 - 154	154 - 205	>205
Dr (%)	<15	16 - 35	36 - 65	66 - 85	86 - 100
Peso unitario seco (pcf)	<89	89 - 102	102 - 115	115 - 127	>127
Relación de esfuerzos cíclicos que causan licuación CSR	<0,04	0,04 – 0,12	0,12 – 0,33	0,33 – 0,40	-
Velocidad de onda de corte, V_s (fps)	<394	395 - 525	526 - 656	657 - 738	<739

Para evaluar la eficacia del tratamiento, deben repetirse los ensayos de reconocimiento geotécnico realizados antes del tratamiento. Son especialmente indicados en estos casos los ensayos SPT, los ensayos de penetración dinámica continuos y los ensayos de penetración estática.

Los ensayos geofísicos y particularmente los ensayos de sísmica de refracción realizados en sondeos (*crosshole* o sus variantes) pueden resultar útiles en la investigación de la mejora del terreno.

La evaluación de la capacidad de carga y la estimación de módulos de deformación pueden requerir la realización de ensayos de carga *in situ*, ya sea mediante placas de carga en calicatas más o menos profundas o mediante ensayos presiométricos en sondeos.

La experiencia indica que el paso del tiempo, después de finalizado el tratamiento, aumenta, en general, la resistencia del terreno y disminuye su deformabilidad. Por eso los reconocimientos geotécnicos de evaluación de la mejora realizados inmediatamente después del tratamiento de vibración pueden conducir a conclusiones pesimistas. Investigaciones hechas unos meses después de finalizar el tratamiento pueden aportar una idea más precisa del beneficio obtenido.

10.2.3. Compactación dinámica

La compactación dinámica es el proceso de mejoramiento del suelo para lo cual se utiliza un peso que varía desde 1 ton hasta 100 t y se deja caer desde una altura entre 30 a 100 pies (9 a 30 m). La compactación dinámica por lo general se puede realizar utilizando equipos de construcción convencionales.

La caída de pesas desde gran altura provoca la rotura del suelo y su desplazamiento hacia los lados de la zona de impacto, creando en la superficie de los suelos blandos, huellas o cráteres. El terreno queda densificado a su alrededor y a mayores profundidades, produciendo una mejora debido a la onda de presión que afecta los granos del suelo y modifica sus uniones hacia una configuración más densa, hasta profundidades de mejoramiento, que varían entre 10 y 36 pies (3 a 11 m) para energías entre livianas y pesadas respectivamente. Para la aplicación de una energía liviana se requiere de un bajo peso y una baja altura de caída, mientras que la aplicación de energía fuerte consiste en aplicaciones de altos pesos y caídas desde una altura elevada.

La compactación dinámica se logra mediante sucesivas caídas de pesas en puntos de una malla preestablecida, proceso que se repite varias veces (pasadas). El tratamiento se completa con una regularización superficial, normalmente mediante compactación convencional con rodillos lisos vibrantes.

La compactación dinámica se utiliza para mejorar las propiedades y comportamiento del suelo de subrasante, a la vez que densificar el material natural así como terraplenes o depósitos sueltos, mediante la reducción de la relación de vacíos. Este método de mejoramiento del suelo, se utiliza para los suelos granulares permeables, (zona 1 - arenas, gravas y limos no plásticos) que cumplen con la gradación, la permeabilidad (conductividad hidráulica) y la plasticidad que se muestra en la Figura 10.29. Para los suelos saturados de la zona 1, el exceso de presión de poros inducido por la compactación dinámica causa que las partículas del suelo pierdan punto a punto el contacto (es decir, licuación). Después de la disipación de las presiones intersticiales en exceso, los granos de suelo se disponen en una estructura más densa. Además de la permeabilidad, el grado de saturación, la longitud de la trayectoria de drenaje, y la estratigrafía del suelo afectan también la eficacia de compactación dinámica. El grado de saturación se refiere a la posición de la capa freática. Para los suelos situados por encima del nivel freático, los resultados de compactación dinámica son inmediatos, mientras que se requiere de tiempo para permitir la disipación de la presión de poro de los suelos por debajo del nivel freático. Capas densas o duras cerca de la superficie del suelo pueden limitar el efecto de la compactación dinámica de suelos más profundos.

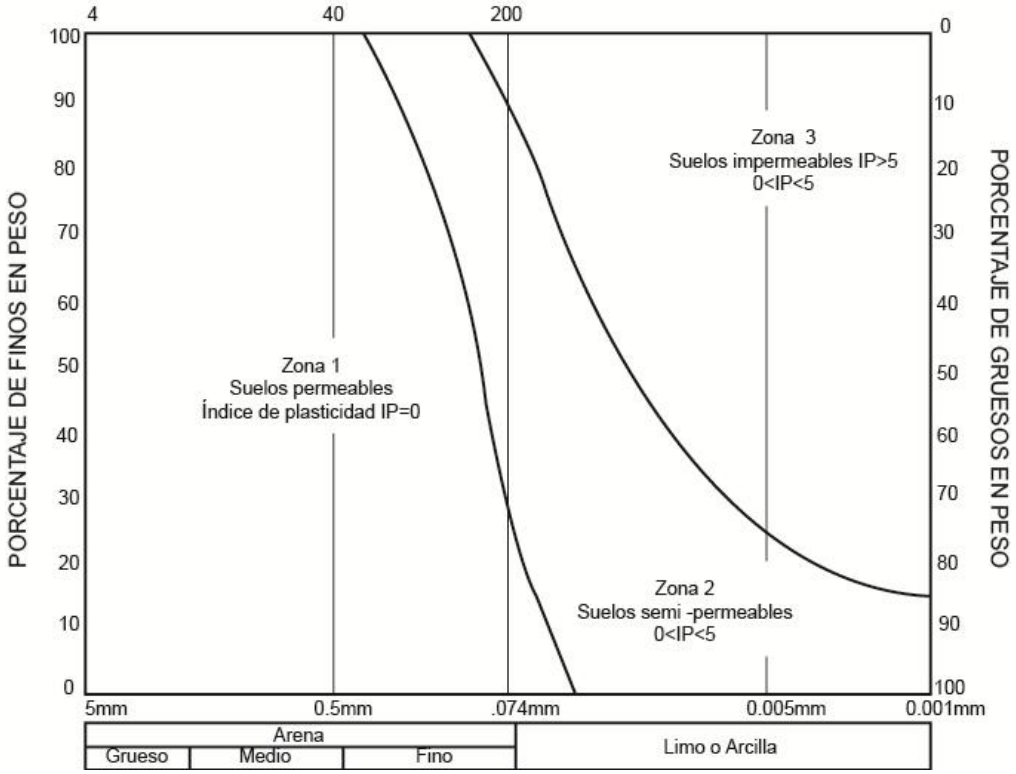


Figura 10.29. Grupos de suelos para compactación dinámica (*Ground Improvement Methods* agosto 2006) (SCDOT, 2010)

En los suelos que se indican en la Zona 3 de la figura 10.29 que corresponde a los suelos finos, los cuales son generalmente impermeables, plásticos, el uso de la compactación dinámica no es recomendable. Los suelos situados en la zona 2 se pueden mejorar con la compactación dinámica, sin embargo, se requieren varias pasadas del equipo de compactación y tiempo adicional entre cada pasada para permitir la disipación del exceso de presión intersticial.

- **Diseño**

La compactación dinámica densifica los suelos *in situ* y por lo tanto mejora la resistencia al corte y reduce la capacidad de compresión. Se debe establecer una línea de base de las propiedades del suelo *in situ*, antes de iniciar la mejora del suelo, para lo cual se pueden utilizar los ensayos SPT o CPT. Las pruebas de verificación se llevarán a cabo durante las operaciones de la compactación dinámica y así determinar si la densidad requerida se está alcanzando.

a) Profundidad de mejoramiento

No existe aún una formulación analítica completa aplicable a la compactación dinámica, sino algunas formulas sencillas que permiten analizar el problema de manera simple y aproximada.

Se entiende como profundidad de la zona compactada, aquella a partir de la cual el aumento de la densidad seca provocada por la compactación es claramente menor que el aumento medio obtenido desde la superficie hasta dicha profundidad (del orden de la mitad o menos).

La profundidad de mejoramiento depende del peso del cilindro de compactacion, la altura de caída, el tipo de suelo, el promedio de energía aplicada y la presencia de estratos blandos o duros, los cuales absorben la energía que imprime el cilindro, reduciendo la profundidad de mejoramiento. En suelos blandos con espesores grandes, se puede suponer que el tratamiento del terreno mediante compactación dinámica es efectivo hasta la profundidad máxima de mejoramiento D_{max} en metros, que se obtiene al aplicar la ecuación 10.44.

$$D_{max}=n\sqrt{WH} \qquad [10.45]$$

Donde: n: Coeficiente empírico cuyo valor se encuentra entre 0,3 y 0,8. Normalmente se utiliza 0,5 $(m/t)^{1/2}$ para la mayoría de los suelos y 0,4 $(m/t)^{1/2}$ para rellenos.

W: Masa del cilindro (toneladas métricas=2,205 Lb).

H: Altura de caída (metros).

b) Grado de mejoramiento

Como ya se indicó, el grado de mejoramiento se puede determinar con mediciones a través de los ensayos SPT o CPT, después de la compactación dinámica.

Los máximos valores de mejoramiento se presentan a una profundidad D entre D/3 y D/2, por encima o por debajo de este rango, los valores de densidad que reportan los ensayos SPT y CPT pueden ser menores. No

obstante el grado de mejoramiento puede continuar por meses y en algunos casos por años hasta tanto se disipe el exceso de presión de poros.

Existe una correlación entre la energía requerida aplicada y el aumento medio de la densidad seca del terreno tratado $\Delta\gamma_d$. Pero esa relación depende mucho del tipo de terreno. Para suelos arenosos saturados se puede suponer que el aumento medio de densidad seca viene expresado por la ecuación 10.46.

$$\Delta\gamma_d(\%)=\eta AE^{0,5} \qquad [10.46]$$

Donde: n: Constante cuyo valor típico es del orden de 0,2 $kPa^{-0,5}$.

AE: Energía requerida (ver ecuación 10.44).

c) Energía requerida

Dado que la compactación dinámica se realiza generalmente en forma de red en toda la zona, es conveniente expresar la energía aplicada AE en términos de valores promedio, la cual se puede expresar mediante la ecuación 10.47.

$$A\,E=\frac{W\,H\,N\,P}{G^2} \qquad [10.47]$$

Donde: N: Número de caídas en cada punto de caída específico.

W: Peso del cilindro.

H: Altura de caída.

P: Número de pasadas.

G: Espaciamiento de la red.

El promedio de energía aplicada AE es la suma de los diferentes tamaños de cilindros y de alturas de caída. Para estimar la energía requerida en la Tabla 10.23 se plantean algunos valores de referencia de acuerdo con la Figura 10.31.

Tabla 10.23. Definiciones de vibroreemplazo o vibrocompactación (Modificada del *Ground Improvement Methods* agosto 2006) (SCDOT, 2010)

DEPÓSITO DE SUELO	ENERGÍA UNITARIA APLICADA (ft-lb/ft^2)	PORCENTAJE DE ENERGÍA DEL PROCTOR ESTÁNDAR (12.400 ft-lb/ft^2)
Zona 1 suelos	4.130 – 5.170	33 - 41
Zonas 2 y 3	5.170 – 7.230	41 - 61
Rellenos	12.400 – 22.700	100 - 180

Es una práctica común limitar el número de golpes que se dan en un mismo cráter, pues se sabe que a medida que el número de caídas N crece, la eficacia disminuye. Es preferible aplicar la misma energía con nuevas pasadas provocando cráteres en otros puntos. La guía de cimentaciones en obras de carreteras del Ministerio de Fomento Español (MINISTERIO DE FOMENTO ESPAÑOL, 2004), recomienda en líneas muy generales, y con carácter orientativo, que el número de pasadas P sea aproximadamente igual a N. Según la Guía, normalmente se dan dos o tres pasadas, con cambio de los puntos de impacto ($P \approx 2$ o 3) y no se provocan más de cinco impactos sucesivos en el mismo cráter ($N \leq 5$).

La densificación crece con la energía requerida, pero no en forma lineal, así pues duplicando la energía requerida no se consigue un doble aumento requerido de densidad; por ese motivo, la energía específica que se aplica es más efectiva al principio del tratamiento que al final.

d) Asentamiento inducido

El valor del asentamiento medio de la superficie del terreno que la compactación dinámica genera se puede evaluar de acuerdo con la ecuación 10.48.

$$s = D\frac{\Delta\gamma_d}{\gamma_d} \qquad [10.48]$$

Donde: D: Profundidad del tratamiento.

$\Delta\gamma_d$: Aumento de la densidad seca requerida.

γ_d: Densidad seca inicial.

e) Separación de los puntos de golpeo o impacto

Como ya se ha mencionado, la energía aplicada depende entre otros factores de la separación de puntos de golpeo, que suele ser del orden de 2m*2m (A=4 m2) en tratamientos intensos y de 4m*4m (A=16 m2) en tratamientos menos intensos.

En caso de masas pequeñas, el espaciamiento entre puntos de impacto puede estar comprendido entre los 2 o 3 m y para masas más pesadas más de 10 m.

10.3. MEJORAMIENTO QUÍMICO (*GROUTING)*

De acuerdo con los métodos de mejoramiento del suelo, el *grouting* comprende una variedad de técnicas, que emplean la inyección de una serie de materiales de los cuales los más frecuentes son: las lechadas de cemento con bentonita, arcilla u otros aditivos como los productos químicos, en el suelo o formaciones rocosas, a través de perforaciones, para alterar las características físicas de la formación. Más específicamente, el *grouting* se puede utilizar para rellenar grietas y huecos en roca, y para rellenar los huecos entre el suelo y las estructuras que lo sobreyacen, así como para el tratamiento de los suelos con el fin de aumentar la resistencia, la densidad, y/o la homogeneidad.

Se pueden identificar dos tipos de *grouting* los cuales se mencionan en la Tabla 10.24 y se ilustran en la Figura 10.30.

10.3.1. Materiales del *grouting*

Existen cuatro categorías de materiales:

- Categoría 1 - *Grouting* particulado.
- Categoría 2 - Solución coloidal.
- Categoría 3 - Solución pura.
- Categoría 4 - Materiales misceláneos.

La categoría 1, el *grouting* está compuesto por una mezcla de agua y

partículas sólidas que pueden ser cemento, cenizas volantes, arcilla o arena. La cohesión y la viscosidad plástica de la mezcla aumentan con el tiempo.

Tabla 10.24. Tipo de *grouting* (Modificada del *Ground Improvement Methods* agosto 2006) (SCDOT, 2010)

PRINCIPALES TIPOS DE GROUTING	TIPO ESPECÍFICO DE GROUTING
Grouting para rocas	Fisuras (utilizando lechadas de alta fluidez (HMG))
	Vacíos (naturales y artificiales , utilizando lechadas de baja fluidez (LMG))
Grouting para suelos	Penetración (utilizando HMG y lechada en solución)
	Compactación (o desplazamiento)
	Inyección (o reemplazo)
	Fracturas (incluye compensación de lechada)

Debido a la relativa economía este *grouting* es el más utilizado para impermeabilización y para mejorar la resistencia del suelo. La relación agua – sólido es determinante en las propiedades y características básicas como la estabilidad, fluidez, viscosidad, resistencia y durabilidad.

La categoría 2, comúnmente denominada solución o *grouting* químico, se subdivide de acuerdo con su componente químico. Esta categoría consiste en una solución coloidal compuesta por silicato de sodio y un reactivo, el cual cuando se mezcla cambia la viscosidad a un gel.

A la categoría 3 se le conoce como soluciones puras, ya que estas lechadas o *groutings* consisten en resinas. Las resinas son soluciones de productos orgánicos en agua o en un solvente no acuoso, capaces de formar un gel con propiedades mecánicas específicas, bajo condiciones de temperatura normal y en un ambiente cerrado.

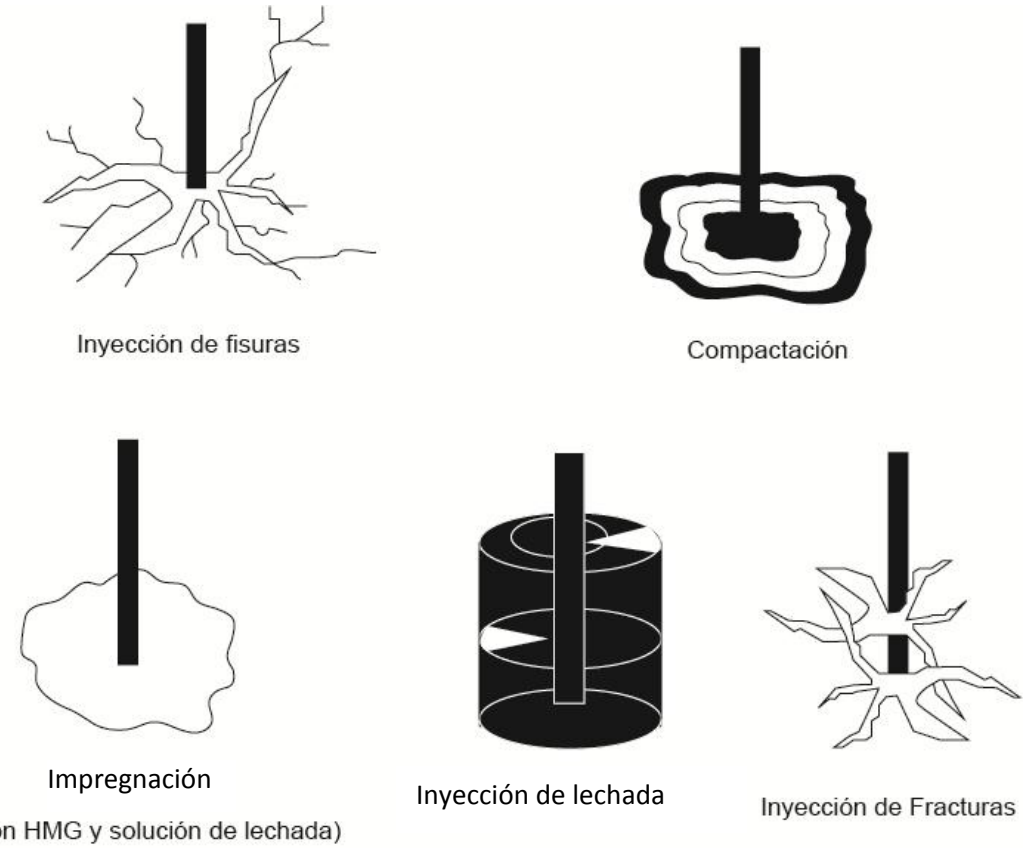


Figura 10.30. Esquemas de tipos de *grouting* (*Ground Improvement Methods* agosto 2006) (SCDOT, 2010)

Las resinas y las soluciones coloidales se utilizan cuando se requieren las siguientes propiedades:

- Baja viscosidad.
- Ganancia de resistencia en pocas horas.
- Tiempo de fraguado variable (pocos segundos o muchas horas).
- Resistencia a productos químicos.
- Reologías especiales (seudoplásticas).
- Resistencia a altas corrientes de agua subterránea.

La categoría 4 está constituida por componentes orgánicos o resinas, se utilizan ante todo para impermeabilizar y para mejorar la resistencia, pero también presentan cualidades específicas como la resistencia a la erosión o corrosión y la flexibilidad. Su uso está limitado por aspectos específicos como la toxicidad, la inyección, dificultades de manejo y costos.

Esta categoría está compuesta por mezclas en caliente, latex, poliéster, resinas epóxicas, y siliconas entre otras.

10.3.2. *Grouting* en roca

Existen dos tipos de *grouting* en roca: *grouting* para roca fisurada y *grouting* para vacíos de roca.

En el caso de *grouting* para roca fisurada, el propósito principal es el de sellar grietas y fisuras dentro de la masa de roca. La principal consideración es el tamaño de los granos de las partículas del *grouting* comparativamente con el ancho de la fractura que será rellena, lo cual se puede medir mediante la relación de *grouting* de la roca N_R, a partir la ecuación 10.49.

$$N_R = \frac{f_w}{D_{95}} \qquad [10.49]$$

Donde: N_R: Relación de *grouting* de la roca.

f_w: Ancho de la fisura.

D_{95}: Diámetro del *grouting* al 95% de finos.

Si el ancho de la fisura no se puede cambiar, la finura de la lechada se puede controlar, por lo que la relación *grouting* se puede aumentar a más de dos. El *grouting* para roca con material particulado normalmente cae en una de las categorías indicadas en la Tabla 10.25.

El *grouting* para vacíos de la roca, se utiliza para llenar vacíos naturales o antrópicos. Dentro de los métodos de mejora del suelo se encuentra el levantamiento de losas o placas, el cual consiste en un proceso de inyección de lechada a presión para renivelar el pavimento de concreto que se ha asentado, es el caso de las losas de aproximación a los puentes, según se observa en la Figura 10.31.

Tabla 10.25. Categorías de *grouting* para roca (Modificada del *Ground Improvement Methods* agosto 2006) (SCDOT, 2010)

CATEGORÍA DE GROUTING PARA ROCA	DESCRIPCIÓN
Pantallas	Perforación de dos o más líneas de *grouting* de un material impermeable para producir una barrera contra la filtración.
Área	Efectuar *grouting* en una zona poco profunda, en un área específica, utilizando agujeros dispuestos según un patrón o cuadrícula, para mejorar mecánicamente las fracturas de la roca.
Túnel	Llenar vacíos detrás del revestimiento del túnel, rodeando el orificio, para control de filtración.
Relleno	Llenar orificios en el subsuelo con el fin de maximizar la estabilidad estructural, para controlar el agua o para impedir el paso de contaminantes a los estratos subyacentes.

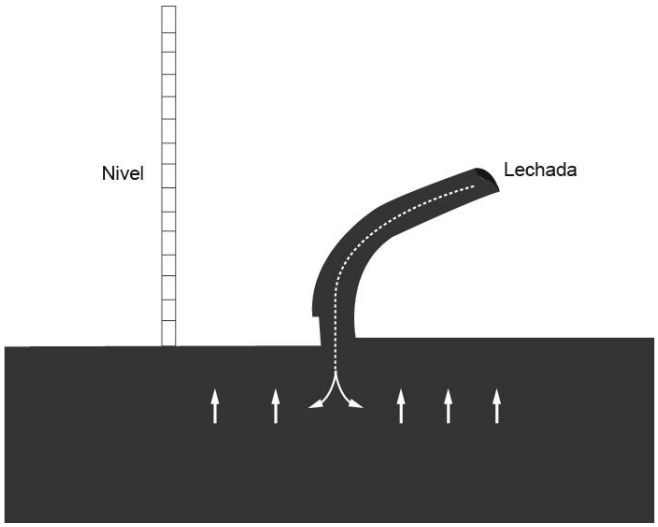


Figura 10.31. Esquema del método de levantamiento de losas (*Ground Improvement Methods* agosto 2006) (SCDOT, 2010)

10.3.3. *Grouting* en suelo

El *grouting* en suelo persigue dos objetivos fundamentales, en primer lugar, el control del agua y la impermeabilización, y en segundo lugar, mejorar las características estructurales. La impermeabilización se utiliza principalmente en construcciones nuevas y el control del agua se utiliza principalmente en actividades de recuperación. En lo referente a las características estructurales se utiliza para mejorar la densidad del suelo, levantar las estructuras que se han asentado, control de asentamientos, apuntalamiento, mitigar el efecto de la licuefacción, y el control del agua. Hay tres tipos diferentes de *grouting* que se puede utilizar en el suelo:

a) Impregnación.

b) Compactación.

c) *Jet grouting.*

a) Impregnación

La inyección discurre por los poros del suelo o por las fisuras de las rocas; en este método se utiliza una variedad de materiales a impregnar, como son materiales particulados, coloidales y soluciones para infiltrar en los

suelos. La elección de cuál material utilizar, se basa en la distribución de tamaños de los granos de suelo que será inyectado, como se observa en la Figura 10.32.

Este método es una opción apropiada para aplicaciones tales como impermeabilización, control de asentamientos, y mitigación de la licuefacción por incremento en la densidad y desplazamiento del agua de los poros.

La impregnación del material puede ser viable de acuerdo con la permeabilidad del suelo. El primer estimativo de la permeabilidad y por tanto de las posibilidades de penetrar el suelo, se basa en el contenido de finos de acuerdo con la Tabla 10.26.

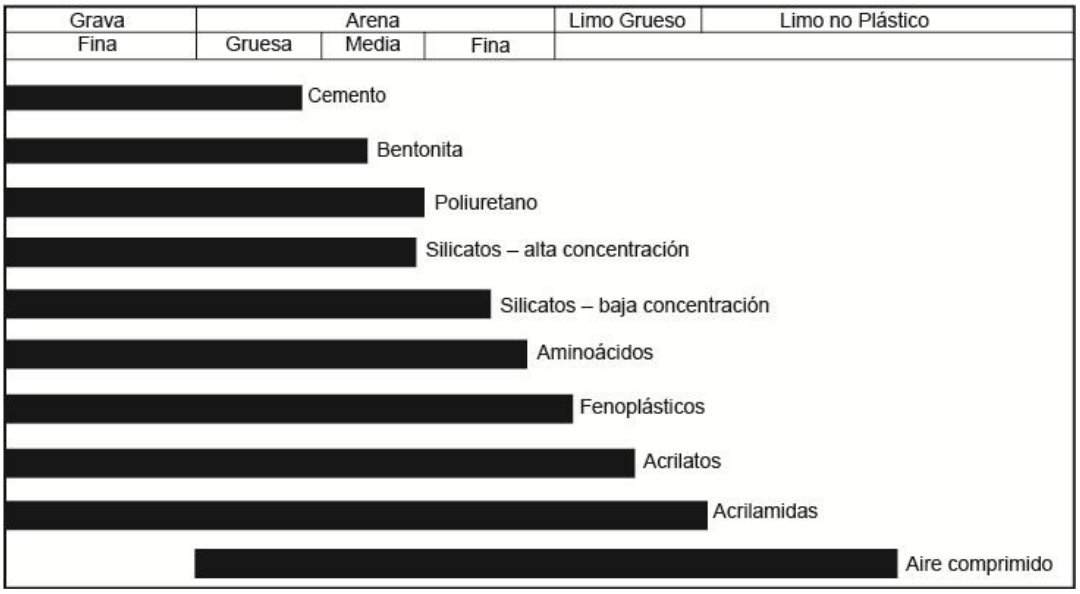


Figura 10.32. Esquema del método de levantamiento de losas (*Ground Improvement Methods* agosto 2006) (SCDOT, 2010)

Tabla 10.26. Guía del contenido de finos (Modificada del *Ground Improvement Methods* agosto 2006) (SCDOT, 2010)

PORCENTAJE DEL PASANTE DEL TAMIZ 200	DESCRIPCIÓN
<12	Fácil inyección
12 - 15	Moderado para inyectar
15 - 20	Marginal para inyectar
>20	No inyectable

Las directrices de la Tabla 10.24 proporcionan un indicador de la permeabilidad; la permeabilidad del suelo, se puede determinar mediante ensayos de laboratorio e *in situ* como se indica en el Capítulo 3 de este Manual, y las posibilidades que el suelo pueda ser impregnado es decir el potencial de impregnacion Ψ, se puede determinar mediante las ecuaciones 10.50 y 10.51.

$$\Psi = \frac{D_{15\ suelo}}{D_{85\ grouting}} \qquad [10.50]$$

$$\Theta = \frac{D_{10\ suelo}}{D_{95\ grouting}} \qquad [10.51]$$

Donde: $D_{15\ suelo}$: Diámetro del pasante del 15% del suelo.

$D_{85\ grouting}$: Diámetro del pasante del 85% del material de inyección.

$D_{10\ suelo}$: Diámetro del pasante del 10% del suelo.

$D_{95\ grouting}$: Diámetro del pasante del 95% del material de inyección.

La Tabla 10.27 presenta una guía del potencial de inpregnacion del *grouting.*

Tabla 10.27. Guía del potencial de impregnación del *grouting* (Modificada del *Ground Improvement Methods* agosto 2006) (SCDOT, 2010)

POSIBILIDAD DE IMPREGNACIÓN	**Ψ**	**Θ**
Imposible	<11	<6
Posible	11 - 24	6 - 11
Fácil	>24	>11

b) Compactación

En esta técnica de compactación una mezcla, generalmente un mortero de cemento, se fuerza con presiones altas para que desplace el terreno densificándolo. En los suelos débiles o sueltos, la lechada forma un bulbo en la punta de la tubería de inyección, por lo tanto la compactación densifica el suelo circundante. Si el asentamiento ha ocurrido ya, se debe proceder a efectuar una compactación que permita levantar y nivelar las estructuras superficiales que han sido afectadas. Las lechadas de compactación son un medio económico y controlable para ayudar a llenar grandes vacíos, incluso en la presencia de corrientes de agua.

El grouting de compactación tiene una amplia variedad de aplicaciones, como la densificación del suelo (para mejoras tanto estática como sísmica) y para levantar las estructuras superficiales. En la densificación del suelo, los suelos deben tener libre drenaje, como las gravas, arenas relativamente limpias y algunos sedimentos gruesos. En suelos de grano fino, las presiones de poros, no se pueden disipar y la mejora del suelo, puede no ser posible. En estos suelos, la compactación puede desplazar el suelo, pero sin causar asentamiento o consolidación. El diseño de la mezcla de lechada es una parte fundamental de la compactación, el mortero debe tener una alta fricción interna y caída o slump bajo (alrededor de una pulgada) para asegurar las formas de bulbo.

No hay modelos matemáticos que permitan establecer el espaciamiento, la velocidad de inyección, los volúmenes, etc., normalmente, las tuberías están espaciadas a intervalos de 6½ a 16½ pies (2,0 a 5,0 m). La cantidad de lechada de cemento requerido para la densificación del suelo oscila entre tres y doce por ciento del volumen del suelo a tratar. Las lechadas de compactación utilizan, casi siempre, morteros como cemento Portland.

c) Jet grouting

Es un proceso de inyección a alta presión, chorros de agua erosivos a alta velocidad y/o lechada para remover algo de suelo y sustituirlo por lechada a base de cemento. La combinación del suelo y la lechada se llama soilcrete.

La mezcla íntima del suelo blando con un agente cementante,

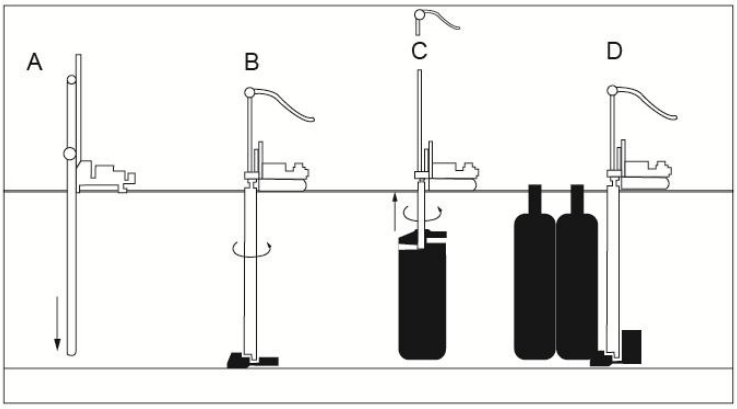
normalmente cemento, puede conseguirse prácticamente a cualquier profundidad, (según la Guía de cimentaciones para obras de carretera, hasta 50 m de profundidad) al introducir hasta el nivel requerido, una tubería provista de toberas por donde pueda circular una lechada de cemento (jet I o sistema de fluido único) y además, en su caso, un dardo de agua o aire (jet II o sistema de doble fluido) y, opcionalmente, un chorro de aire o agua alrededor del dardo de agua o aire respectivamente (jet III o sistema de triple fluido).

La gran velocidad de salida de la lechada de cemento (jet I), o la capacidad erosiva del dardo de agua (jet II), particularmente si está rodeada de un chorro concéntrico de aire (jet III), rompen el terreno hasta cierta distancia. El terreno fragmentado y desboronado se mezcla con el aire, el agua, y sobretodo, con el cemento; queda una consistencia fluida que después se endurece. Se consigue modificar el terreno al que la inyección de cemento hará más resistente, menos deformable y, si el suelo es granular, menos permeable.

El Jet grouting se puede utilizar en cualquier tipo de terreno blando, excepto en los excesivamente permeables, con grandes bolos o gravas muy limpias, en los que es preciso un tratamiento de cierre previo al *jet grouting*, mediante inyección de mortero. Se utiliza para una variedad de aplicaciones:

- Control de aguas.
- Control de asentamientos.
- Protección contra la socavación.
- Soporte de excavaciones.
- Mitigación de la licuefacción.

La Figura 10.33 ilustra el procedimiento utilizado para el *jet grouting*.



A. PERFORACIÓN
B. MEZCLADO IN SITU
C. CONSTRUCCION DE LA COLUMNA
D. PARED FORMADA POR LA UNION DE VARIOS ELEMENTOS

Figura 10.33. Procedimiento para Jet Grouting (*Ground Improvement Methods* agosto 2006) (SCDOT, 2010)

Como se aprecia en la Figura 10.33, el tratamiento del terreno se utiliza de menor a mayor cota. Primero se introduce el útil de la inyección hasta la profundidad deseada, mediante una perforación previa, y después se extrae a la velocidad conveniente, rompiendo el suelo y rompiéndolo con la lechada. La cantidad de lechada a mezclar con el suelo se puede controlar mediante la velocidad de extracción del útil del *jet grouting*.

Con el procedimiento se pueden obtener columnas o pantallas de lechada o mortero, o de estos materiales mezclados con el suelo.

El diámetro de la columna de la mezcla suelo – cemento que se puede conseguir depende del tipo de técnica utilizada (jet I, II o III) de la resistencia del terreno a la erosión, y de los parámetros de ejecución, fundamentalmente de la velocidad de ascenso del chorro de corte.

Los diámetros usuales de las columnas se encuentran dentro del rango que se indica en la Tabla 10.28.

Tabla 10.28. Diámetro más usual de las columnas de *jet grouting* (MINISTERIO DE FOMENTO ESPAÑOL, 2004)

TIPO DE SUELO	**DIÁMETRO DE LAS COLUMNAS (cm)**		
	JET I	**JET II**	**JET III**
Suelos granulares	30 a 50	50 - 100	>100
Suelos cohesivos	20 a 30	30 a 60	>60

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

CAMACHO, T., REYES O., O. J. y MÉNDEZ G., D. F. 2007. *Ensayo de compactación giratoria en suelos como alternativa al ensayo de compactación Proctor.* 2, Bogotá D. C. : Universidad Militar Nueva Granada, 2007, Vol. 17, págs. 67-81.

FHWA, FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. 1983. *Design and Construction of Stone Columns.* Washington D.C. : s.n., 1983. FHWA/RD-83/026.

JUÁREZ BADILLO, E. y RICO RODRÍGUEZ, A. 2005. *Mecánica de Suelos - Tomo 1: Fundamentos de la Mecánica de Suelos.* México : Limusa, 2005.

LAMBE, W. y WHITMAN, R. V. 1969. *Mecánica de suelos.* s.l. : John Wiley & Sons, 1969.

MINISTERIO DE FOMENTO ESPAÑOL. 2004. *Guía de cimentaciones en obras de carreteras.* Madrid : Dirección General de Carreteras, 2004.

MOPU, MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO. DIRECCIÓN GENERAL DE PUERTOS Y COSTAS. 2005. *Recomendaciones para Obras Marítimas y Portuarias.* Madrid : s.n., 2005. ROM 0.5-05.

NDOR, NEBRASKA DEPARTMENT OF ROADS. 2012. *Geotechnical policies and procedures manual.* Lincoln : s.n., 2012.

ODOT, OREGON DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. 2010. *Geotechnical Design Manual.* Salem : s.n., 2010.

SCDOT, SOUTH CAROLINA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. 2010. *Geotechnical Design Manual.* 2010.

SOWERS, G. B. y SOWERS, G. F. 1972. *Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones.* s.l. : Limusa - Wiley, 1972.

TERZAGHI, K. y PECK, R. 1963. *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica.* s.l. : El Ateneo, 1963.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. 1951. *Mecánica de Suelos, cimentaciones y estructuras de tierra.* s.l. : McGraw-Hill, 1951.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO. 2002. *Compactación de suelos y materiales estabilizados - Material de apoyo.* s.l. : Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura, 2002.

GLOSARIO DE TÉRMINOS

GLOSARIO DE TÉRMINOS

- **Adhesión.** Resistencia al corte entre dos materiales diferentes.

- **Altura crítica.** Máxima de Altura a la cual una excavación vertical o un talud se mantendrá sin apoyo.

- **Asentamiento.** Es el movimiento vertical descendente que experimentan las estructuras debido al cambio en el estado de esfuerzos del suelo.

- **Asentamiento diferencial.** Es la diferencia entre la magnitud de dos asentamientos totales obtenidos entre dos elementos de cimentación o entre dos puntos de una sola cimentación.

- **Asentamiento total.** Es el movimiento vertical máximo en un punto de la cimentación.

- **Campana.** Sección inferior ampliada de un pilote pre barrenado. Se utiliza para aumentar la resistencia en la punta.

- **Capacidad de carga admisible.** Máxima presión de carga que se puede permitir para el diseño de la cimentación.

- **Capacidad de carga última.** La capacidad de carga que causa falla en el suelo o roca de apoyo de la cimentación.

- **Capilaridad.** También conocida como la acción capilar y el ascenso capilar, es el ascenso del agua a través del suelo debido a la tensión superficial.

- **Carga de diseño.** Todas las fuerzas y momentos que se utilizan para diseñar la cimentación. La carga de diseño incluye el peso muerto y la carga estructural y, en algunos casos, puede incluir cargas vivas.

- **Carga hidráulica.** De la ecuación de la energía de Bernoulli, es la suma de las cargas de velocidad, de presión y de posición. La carga tiene unidades de longitud. En los problemas de filtración en el suelo, la carga de

velocidad suele ser lo suficientemente pequeña por lo que no se considera.

- **Carga muerta.** Carga estructural debido al peso de las vigas, columnas, pisos, techos, y otros elementos fijos. No se incluyen elementos no estructurales, tales como muebles, u ocupantes.

- **Carga viva.** Es la carga estructural debida a los elementos no estructurales, como muebles y ocupantes.

- **Cenizas.** Fragmentos finos de roca, entre 0,25 y 4,0 mm de tamaño, de orígen volcánico.

- **Compresibilidad.** Disminución en el volumen de una masa de suelo, cuando se somete a un aumento en los esfuerzos.

- **Compresión secundaria.** Es la parte del asentamiento que ocurre después que el exceso de presión de poros se ha disipado.

- **Consolidación primaria.** La compresión de las arcillas bajo carga se produce cuando el exceso de presión de poros se disipa con el tiempo.

- **Curva de compactación.** Curva que muestra la relación entre la densidad seca y el agua contenida por el suelo correspondiente a una determinada energía de compactación.

- **Densidad.** Masa por unidad de volumen de un suelo.

- **Densidad relativa.** Aplicada a los depósitos de arena para indicar su estado de compactación. Es la relación entre los vacíos en el estado suelto y los vacíos que presenta *in situ* respecto de los vacíos en estado suelto y los vacíos en el estado más densos.

- **Equilibrio de plástico.** Es el estado de esfuerzos de una masa de suelo que ha sido cargada y deformada a tal punto que su resistencia última al corte se moviliza a uno o más puntos.

- **Esfuerzo cortante.** Es el esfuerzo que actúa paralelamente a la superficie del elemento.

- **Esfuerzo efectivo.** Definido como el esfuerzo total menos la presión de poros. Es el esfuerzo que asume las partículas solidas que conforman la masa de suelo.

- **Esfuerzo total.** Es el esfuerzo efectivo más la presión de poros. El esfuerzo vertical total en los suelos puede calcularse multiplicando el peso unitario del suelo por la profundidad por debajo de la superficie del mismo.

- **Exceso de presión de poros.** Es el incremento en la presión del agua intersticial respecto de la presión de poros hidrostática, producido por el esfuerzo de consolidación, de los materiales compresibles o por deformación de cortante.

- **Expansión.** Aumento de volumen del suelo, por lo general se refiere a la expansión volumétrica de arcilla, debido al incremento en el contenido de agua.

- **Factor tiempo.** Factor adimensional, que se utiliza en la teoría de consolidación de Terzaghi.

- **Falla de punzonamiento por corte.** Es la falla en la cual la cimentación se introduce dentro de la masa de suelo debido a la compresión del suelo que queda directamente debajo de la base.

- **Falla general por corte.** Falla en la cual el esfuerzo cortante en la masa de suelo o roca se moviliza a lo largo de la superficie de deslizamiento completa.

- **Falla local por corte.** Falla en la cual el esfuerzo cortante en la masa de suelo o roca se moviliza a lo largo de una superficie de deslizamiento localizada.

- **Falla por corte.** Es la falla en una masa de suelo o roca causada por el esfuerzo de corte a lo largo de uno o más superficies de deslizamiento o ruptura.

- **Filtración.** Es la infiltración o percolación del agua a través del suelo o roca.

- **Flujo Laminar.** Filtración de agua en la que la pérdida de carga total es proporcional a la velocidad.

- **Gradiente de salida.** Gradiente hidráulico cercano al fondo de una excavación a través del cual hay filtración de aguas subterráneas que salen a la superficie del terreno.

- **Gradiente hidráulico.** Es la diferencia entre dos cargas totales en dos puntos dividido por la distancia que hay entre ellos. Se utiliza en los análisis de filtración.

- **Grado de saturación.** Es el volumen de agua que ocupa los vacíos, dividido por el volumen total de vacíos de una masa de suelo. Por lo general se expresa como un porcentaje.

- **Gravedad específica.** La relación de la densidad de las partículas del suelo a la densidad del agua.

- **Índice de plasticidad.** El límite líquido menos el límite plástico. A menudo se expresa como un número entero.

- **Levantamiento.** Es el movimiento ascendente de las cimentaciones u otras estructuras causadas por los suelos o rocas expansivas, causado por el incremento en el contenido de agua de arcillas o rocas.

- **Licuación.** Condición en la cual el agua subterránea fluye hacia arriba con suficiente gradiente hidráulico, para producir una condición de esfuerzo efectivo nulo en un depósito de arena.

- **Límite de contracción.** Contenido de agua correspondiente al cambio de comportamiento entre los estados semisólidos y sólidos de un suelo.

- **Límite líquido.** El contenido de agua correspondiente al cambio de comportamiento entre los estados líquido y plástico.

- **Límite plástico.** El contenido de agua correspondiente al cambio de comportamiento entre plástico y semisólido de un suelo.

- **Línea de flujo.** Es la trayectoria o recorrido de las aguas subterráneas en movimiento a medida que fluyen a través de una masa de suelo.

- **Línea equipotencial.** Línea que une puntos de igual carga total.

- **Normalmente consolidado.** Es la condición que existe cuando un depósito de suelo no ha sido sometido a esfuerzos efectivos mayores que las presiones de sobrecarga existentes.

- **Peso unitario.** Peso por unidad de volumen. En el Sistema Internacional de Unidades (SI), Newtons por metro cúbico. En el Sistema de EE.UU. libras-fuerza por pie cúbico.

- **Permeabilidad.** Transporte de un fluído a través de los poros de un suelo.

- **Plasticidad.** Término aplicado a la plasticidad de limos y arcillas, para indicar la capacidad del suelo para ser laminado o moldeado sin romperse. La medida de plasticidad de un suelo es su Índice de Plasticidad.

- **Porosidad.** Es una relación, que generalmente se expresa como un porcentaje, del volumen de vacíos dividido por el volumen total del suelo o roca.

- **Presión (o esfuerzo).** Es la carga dividida por el área sobre la que actúa.

- **Presión de carga admisible.** La presión de carga admisible es la máxima presión que puede ser trasmitida por una cimentación al suelo o roca de apoyo.

- **Presión de poros.** La presión del agua que existe en los espacios vacíos del suelo.

- **Presión de preconsolidación.** Es el esfuerzo efectivo vertical más grande al cual la masa de suelo ha sido sometida. También se conoce como el esfuerzo de preconsolidación.

- **Presión de tierra.** Normalmente se utiliza en referencia a la presión lateral impuesta por una masa de suelo contra una estructura de contención.

- **Presión de tierra activa K_a.** Presión horizontal para una condición donde la estructura de contención ha cedido lo suficiente para permitir que el relleno movilice su resistencia al esfuerzo cortante.

- **Presión de tierra en reposo K_0.** Presión horizontal para una condición donde la estructura no ha cedido o comprimido el suelo. Esto también aplica a una masa de suelo en su estado natural.

- **Presión de tierra pasiva K_p.** Presión horizontal para una condición donde la estructura de contención que se ha movido y ha comprimido el suelo lo suficiente como para desarrollar su resistencia lateral máxima.

- **Presión hidrostática.** Presión de poro de agua bajo condiciones de ausencia de flujo, donde las magnitudes de las presiones de poro aumentan linealmente con la profundidad por debajo del nivel freático.

- **Red de flujo.** Es una representación gráfica que se utiliza para estudiar el flujo de las aguas subterráneas a través de un suelo. Una red de flujo se compone de líneas de flujo y líneas equipotenciales.

- **Relación de vacíos.** Es el volumen de vacíos dividido por el volumen de sólidos.

- **Sensibilidad.** Es la relación de la resistencia al esfuerzo cortante no drenada de un suelo plástico inalterado respecto de la resistencia al esfuerzo de corte de una muestra alterada del mismo suelo.

- **Sobreconsolidado.** Es la condición que existe cuando un depósito de suelo ha sido sometido a un esfuerzo efectivo mayor que la sobrecarga existente.

- **Suelo anisotrópico.** Diferentes propiedades, en todas las direcciones, que presenta la masa de suelo.

- **Suelo colapsable.** Es el suelo que es susceptible a una reducción de volumen grande y repentina, cuando se humedece.

- **Suelo homogéneo.** Es el suelo que presenta esencialmente las mismas propiedades físicas en todos los puntos dentro de la masa del suelo.

- **Suelo isotrópico.** Cuando la masa de suelo tiene esencialmente las mismas propiedades en todas las direcciones en cualquier punto.

- **Suelos cohesivos.** Suelos tales como limos y arcillas que cuando no están confinados tienen considerable resistencia al corte y no se desintegran en un estado saturado.

- **Suelos no cohesivos.** Suelos tales como grava o arena limpia, que cuando no están confinados se disgregan ya sean en estado húmedo o seco.

INSTITUTO
NACIONAL
DE VIAS